Dron Andrei

GEOTEHNICA PENTRU HIDROAMELIORAȚII

Dr. ing. **DRON ANDREI**

GEOTEHNICA
PENTRU HIDROAMELIORAȚII

207895
B.C.U. - IASI

EDITURA CERES
BUCUREȘTI, 1984

CUPRINS

1. NATURA FIZICĂ A PĂMÎNTURILOR 7
1.1. Consideraţii generale 7
1.2. Structura pămînturilor. Fenomene de tixotropie 8
1.3. Constituţia mineralogică 9
1.4. Procesele exogene 10
1.5. Clasificarea rocilor sedimentare 11
1.6. Activitatea de suprafaţă 11

2. PROPRIETĂŢILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR 13
2.1. Granulozitatea 13
2.2. Plasticitatea şi consistenţa pămînturilor argiloase 15
2.3. Porozitatea. Umiditatea. Greutatea volumică. Greutatea volumică a scheletului. Umiditatea la saturaţie. Indicele porilor. Gradul de îndesare. Capacitatea de îndesare 16
2.4. Clasificarea pămînturilor din punct de vedere geotehnic 21

3. REZISTENŢA LA TĂIERE 25
3.1. Consideraţii generale 25
3.2. Tăierea directă 27
3.3. Determinarea caracteristicilor de tăiere prin comprimare după o singură direcţie 28
3.4. Determinarea caracteristicilor de tăiere cu aparatul triaxial 29
3.5. Rezistenţa la tăiere a pămînturilor necoezive şi puţin coezive 31
3.6. Rezistenţa la tăiere a pămînturilor coezive. Valori uzuale 33
3.7. Variaţia caracteristicilor de tăiere în timp 38

4. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR 41
4.1. Consideraţii generale. Încercările cu endometru 41
4.2. Compresiunea monoaxială 44
4.3. Încercările de compresiune triaxială 44

5. STABILIREA DATELOR DE CALCUL 46
5.1. Consideraţii generale 46
5.2. Modul de stabilire a datelor de calcul 46

6. APA ÎN PĂMÎNTURI 54
6.1. Consideraţii generale 54
6.2. Apa capilară 54
6.3. Curgerea apei prin pămînturi. Permeabilitatea 56
6.4. Forţa curentului. Gradientul critic. Presiunea totală sub nivelul hidrostatic . 59
6.5. Filtrele inverse 61
6.6. Combaterea acţiunii îngheţului 62

7. STUDIILE GEOTEHNICE PENTRU AMENAJĂRILE HIDROAMELIORATIVE. BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLŢIME ŞI ALUNECĂRILE DE TEREN 66
7.1. Faza notă de comandă pentru amenajările hidroameliorative 66
7.2. Faza pentru proiect de execuţie la lucrările hidroameliorative 67
7.3. Faza diverse şi detalii de execuţie la lucrările hidroameliorative 69
7.4. Studiile pentru barajele din pămînt de mică înălţime la faza N.C. 70

7.5. Studiile pentru barajele din pămînt de mică înălţime la faza P. E. 71
7.6. Studiile la faza de proiectare devize şi detalii de execuţie pentru barajele din pămînt de mică înălţime 73
7.7. Studiile pentru alunecările de pămînt 73
8. CAPACITATEA PORTANTĂ 77
8.1. Consideraţii generale 77
8.2. Prevenirea formării de zone plastice şi evitarea refulării pămîntului de fundaţie. 80
8.3. Presiuni convenţionale 92
8.4. Capacitatea portantă a pămînturilor sensibile la umezire 94
8.5. Capacitatea portantă la solicitările dinamice 95
8.6. Condiţiile de lichefiere a pămînturilor de fundaţie 98
9. ÎMPINGEREA PĂMÎNTULUI 99
9.1. Consideraţii generale 99
9.2. Teoria lui Coulomb 99
9.3. Teoria lui Rankine. Presiunea activă şi pasivă. 102
9.4. Determinarea presiunii active maxime prin metode grafice şi grafoanalitice . 103
9.5. Influenţa deplasărilor zidurilor de sprijin. Direcţia împingerii pămînturilor . 105
9.6. Determinarea presiunii pămînturilor prin metode analitice 106
9.7. Zidurile de sprijin. 111
9.8. Stabilitatea zidurilor de sprijin 112
10. CALCULUL TALUZURILOR 114
10.1. Consideraţii generale 114
10.2. Abordarea problemelor de calcul a taluzurilor 116
10.3. Metode expeditive de calcul a taluzurilor 119
10.4. Alunecarea pămînturilor pe suprafeţe plane şi curbilinii 127
10.5. Alunecarea pămînturilor pe suprafeţe cilindrice 134
11. INSTABILITATEA PĂMÎNTURILOR ÎN VERSANŢI ŞI TALUZURI. COMBATEREA LOR. 137
11.1. Fenomene de instabilitate caracteristice. Cauze. 137
11.2. Realizarea măsurilor de combatere a alunecărilor 143
12. CONSIDERAŢII GEOTEHNICE ÎN LEGĂTURĂ CU AMENAJAREA FUNDAŢIILOR 157
12.1. Consideraţii generale 157
12.2. Fundaţiile de suprafaţă 157
12.3. Chesoanele deschise şi cu aer comprimat 159
12.4. Fundaţiile pe piloţi 160
13. LOESSURILE ŞI PĂMÎNTURILE LOESSOIDE 165
13.1. Consideraţii generale 165
13.2. Caracteristicile fizice şi rezistenţa la tăiere 166
13.3. Compresibilitatea loessurilor şi pămînturilor loessoide 173
13.4. Criterii de clasificare 178
13.5. Condiţiile de stabilitate ale pămînturilor sensibile la umezire 180
13.6. Măsuri pentru remedierea stabilităţii construcţiilor afectate de tasările terenului 182
13.7. Fundarea construcţiilor hidrotehnice pe pămînturi macroporice 183
14. PĂMÎNTURI CONTRACTILE 187
14.1. Consideraţii generale 187
14.2. Sisteme de fundare. Măsuri pentru prevenirea infiltraţiilor de apă 189
14.3. Înlocuirea pămînturilor periculoase de sub fundaţii şi pernele compensatoare 190
14.4. Îmbunătăţirea pămînturilor de fundaţie. Tehnologia de execuţie 192
15. FENOMENELE DE TASARE 194
15.1. Consideraţii generale. Determinarea tasărilor imediate 194
15.2. Influenţa diferiţilor factori asupra tasării pămînturilor 196
15.3. Determinarea eforturilor de compresiune 200
15.4. Modulul de deformaţie liniară E şi modulul de deformaţie edometric M. Coeficientul lui Poisson 207

15.5. Calculul tasărilor 209
15.6. Determinarea tasărilor după metoda stratului echivalent 212
15.7. Calculul tasărilor pămînturilor sensibile la umezire 213
15.8. Evoluţia în timp a tasărilor 214
15.9. Consideraţii finale 218
16. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR SUB NIVELUL APELOR SUBTERANE . . 219
16.1. Consideraţii generale. Raza de influenţă 219
16.2. Executarea săpăturilor sub nivelul apelor subterane fără epuismente . . . 221
16.3. Epuismentele directe 223
16.4. Captarea apelor în exteriorul săpăturilor de fundaţie 225
16.5. Debite de epuismente uzuale 230
17. CONSTRUCŢIILE PENTRU TRANSPORTUL APEI 231
17.1. Consideraţii generale 231
17.2. Amenajarea canalelor de irigaţii în zone cu pămînturi sensibile la umezire 231
17.3. Distribuţia apei prin jgheaburi şi conducte realizate pe pămînturi sensibile la umezire 340
17.4. Podeţele şi podurile peste canalele de irigaţii realizate în pămînturi sensibile la umezire 241
17.5. Canalele amenajate în pămînturi aluvionare de consistenţă medie-scăzută sau necoezive 242
18. DIGURILE ŞI BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLŢIME 245
18.1. Consideraţii generale 245
18.2. Calcule de stabilitate 246
18.3. Influenţa cutremurelor 249
18.4. Corpul barajului 252
18.5. Condiţiile de utilizare a pămînturilor ca material de construcţie 254
18.6. Amenajarea pămînturilor de fundaţie loessoide ale digurilor şi barajelor de pămînt 261
18.7. Drenarea apelor din corpul rambleelor şi terenul de fundaţie 264
18.8. Prevenirea sufoziei pămînturilor nisipoase din fundaţie. Anteradierele impermeabile 267
18.9. Taluzuri uzuale la diguri şi baraje de mică înălţime. Secţiuni caracteristice 269
18.10. Eroziunea malurilor lacurilor de acumulare 273
Bibliografie 277

1. NATURA FIZICĂ A PĂMÎNTURILOR

1.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Pământul supus influenței sarcinilor transmise de construcții constituie terenul de fundație.

Din punct de vedere constructiv, rocile, care intră în alcătuirea unui teren, pot fi împărțite în două mari clase :

— roci stîncoase de natură magmatică, metamorfică sau sedimentară, între elementele componente ale cărora există legături rigide de cristalizare sau cimentare ;

— roci pămîntoase (pămînturi) alcătuite din aglomerări necimentate de particule solide, caracterizate prin proprietăți foarte diferite și care provin din alterarea fizico-chimică și biologică a rocilor stîncoase.

Rocile pămîntoase la rîndul lor se pot împărți în două categorii : necoezive și coezive.

Pămînturile necoezive, compuse din fragmente de diferite mărimi, sînt reprezentate prin blocuri, pietrișuri, nisipuri, iar pămînturile coezive sînt alcătuite din particule fine de praf și argilă.

Rocile stîncoase, cu excepția celor alterate și fisurate, sînt caracterizate printr-o rezistență ridicată și compresibilitate foarte mică al căror studiu se abordează prin legi asemănătoare celor aplicate la corpurile solide deformabile.

Pămînturile necoezive prezintă rezistențe variabile, funcție de gradul lor de îndesare. Un aspect important este legat de faptul că prezența apei subterane nu afectează în general rezistența acestor pămînturi.

Mărimea particulelor care intră în alcătuirea pămînturilor coezive este mult mai mică în comparație cu dimensiunile fracțiunilor nisipoase și ele sînt caracterizate prin fenomene de suprafață ce influențează în ansamblu proprietățile pămînturilor respective : ele au coeziune, sînt plastice, se umflă în contact cu apa, se contractă prin uscare etc.

Tasările sub sarcină ale acestor pămînturi se desfășoară lent, în contrast cu cele ale pămînturilor necoezive, care se produc într-un timp foarte scurt.

În general, proprietățile pămînturilor coezive variază în limite foarte largi, în funcție de natura și mărimea particulelor componente, conținutul de apă, starea de compactitate precum și natura mineralogică.

Prezența substanțelor organice influențează defavorabil caracteristicile de rezistență, din care cauză pămînturile bogate în resturi vegetale se evită ca material de construcție și ca teren de fundație. Aceasta însă nu este totdeauna

posibil mai ales în practica lucrărilor de îmbunătăţiri funciare ce se execută şi în zone depresionare, uneori mlăştinoase, unde predomină aceste pămînturi.

Rezolvarea problemelor de rezistenţă şi stabilitate ale pămînturilor implică elaborarea unor metode speciale de calcul, de care se ocupă mecanica pămînturilor. Problemele mai importante ale mecanicii pămînturilor sînt cele referitoare la distribuţia eforturilor şi stabilirea deformaţiilor, capacitatea portantă a terenurilor de fundaţie, stabilitatea versanţilor şi taluzurilor de pămînt, împingerea pămîntului etc.

Din cauza imposibilităţii determinării cu precizie, atît a situaţiei geologice din amplasamentele cercetate, cît şi a proprietăţilor pămînturilor, ca urmare a caracterului eterogen al acestora, precum şi a imperfecţiunii mijloacelor de investigaţii, calculele din mecanica pămînturilor au adeseori un caracter orientativ. În această situaţie, pe parcursul lucrărilor de execuţie se impune verificarea atentă a ipotezelor ce au fost admise în studii şi calcule, pentru ca din timp să se poată interveni cu eventuale corecturi sau chiar modificări mai importante.

1.2. STRUCTURA PĂMÎNTURILOR. FENOMENE DE TIXOTROPIE

Prin structură se înţeleg dimensiunile, forma şi caracterul suprafeţei particulelor componente, dar mai ales modul lor de aranjare, care în linii generale poate fi de patru feluri : grăunţoasă, în fagure, în fulgi şi mixtă.

Structura grăunţoasă reprezentată în figura 1.1, *a* este caracteristică nisipurilor şi pietrişurilor, care prin depunere se reazemă unele pe altele. Din această cauză pămînturile respective rezistă relativ bine la sarcinile statice, mai ales cînd acestea sînt mici.

Structura în fagure (fig. 1.1, *b*) apare în cazul particulelor fine, a prafurilor, la care forţele de atracţie reciprocă sînt relativ importante şi nu permit rostogolirea lor sub influenţa greutăţii proprii.

Structura în fulgi (fig. 1.1, *c*) apare la argilă. Particulele respective sînt foarte uşoare şi ele se depun după ce se aglomerează, formînd glomerule cu o greutate mai mare. Această aglomerare se produce dacă particulele de argilă aflate în apă vin în contact şi aceasta este posibil numai în cazul prezenţei în apă a unei cantităţi suficiente de electroliţi, adică substanţe care prin diso-

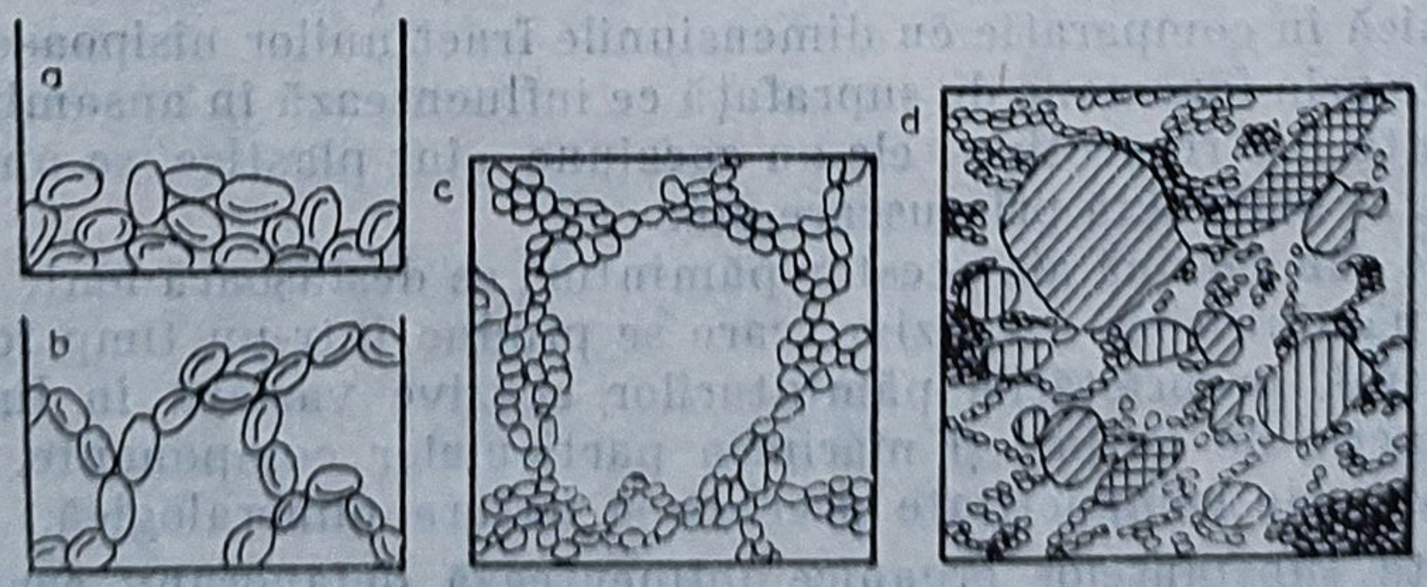


Fig. 1.1 — Reprezentarea schematică a structurii pămînturilor

ciere se desfac în ioni care anulează forţele de respingere. Mecanismul acestui proces, denumit coagulare, este legat de fenomenele capacităţii de schimb de baze şi reducerea hidratării particulelor. Fulgii depuşi îşi păstrează structura afînată atît din cauza greutăţii lor reduse, cît şi a forţelor de legătură care împiedică deplasările reciproce.

În masa de particule argiloase, aşezate iniţial într-o structură în fagure sau fulgi, se pot depune ulterior particule mai grosiere de praf şi nisip. Din cauza consistenţei foarte reduse a masei primare, particulele grosiere o pot străbate şi intra parţial în contact între ele, determinînd o scădere pronunţată a compresibilităţii pămînturilor. Structura rezultată, care este reprezentată schematic în figura 1.1, *d*, se numeşte mixtă.

Schimbările de structură pot surveni atît sub influenţa unor solicitări dinamice sau statice, cît şi sub influenţa schimbării de eforturi survenite în masa pămîntului, de exemplu la executarea diferitor prospecţiuni şi prelevarea de probe.

Experimental s-a constatat că schimbarea structurii pămînturilor argiloase la recoltarea probelor se produce mai uşor în cazul umidităţilor ridicate. O îndesare accentuată a pămînturilor survine la probele recoltate în depunerile macroporice, din care cauză, în cadrul studiilor de teren respective, se impune utilizarea unor dispozitive speciale care preîntîmpină afectarea structurii naturale în ştuţurile recoltate.

În cazul unor sarcini dinamice care provoacă o schimbare pronunţată a structurii iniţiale, unele pămînturi trec în stare curgătoare, care însă cu timpul dispare. Acest fenomen important poartă denumirea de tixotropie şi este provocat de distrugerea şi refacerea legăturilor dintre particule. Cationii straturilor difuze, împreună cu anionii intermediari şi moleculele apei legate, formează în cazul pămînturilor argiloase respective o structură relativ slabă, care se deranjează uşor, producîndu-se în acest fel fenomenul de lichefiere. Ulterior, ca urmare a unor mişcări lente ale cationilor, anionilor şi moleculelor de apă, acestea revin în echilibru şi structura pămîntului se reface. În general, fenomenele de tixotropie se întîlnesc mai ales la argile şi ele se accentuează odată cu creşterea conţinutului de particule coloidale.

1.3. CONSTITUŢIA MINERALOGICĂ

Cele mai frecvente minerale în pămînturi sînt: cuarţul, feldspatul, mica şi hornblenda. Ca urmare a alterării chimice a mineralelor principale rezultă mineralele secundare, din cadrul cărora ponderea cea mai mare o prezintă cele argiloase. În funcţie de compoziţia chimică a mineralelor argiloase, acestea se împart în trei grupe principale: caolinit, montmorillonit şi illit.

Cu ajutorul microscoapelor electronice s-a putut stabili că particulele de argilă au o formă lamelară şi mai rar aciculară. Grosimea cea mai mică, pînă la ordinul 10^{-8} cm, o au granulele de montmorillonit, cele de illit şi caolinit fiind mai grosiere. Aceste minerale au o structură cristalină.

Legăturile dintre pachetele elementelor chimice componente ale montmorillonitului sînt slabe şi se desfac uşor, din care cauză cristalele respective nu pot prezenta dimensiuni mai mari. La caolinit, care provine din descompunerea feldspaţilor, legăturile dintre pachetele elementelor chimice componente sînt mai rezistente şi acesta constituie cel mai stabil mineral argilos.

Depozitele de elemente grosiere, pietrişurile şi bolovănişurile, au o constituţie mineralogică mai uniformă sau mai complexă în comparaţie cu cea a rocii din care au provenit prin dezagregare fizică, funcţie de condiţiile de transport şi sortare.

Fiecare granulă de pămînt mai fină, nisipoasă, rezultată printr-o dezagregare fizică, este constituită de obicei dintr-un singur fel de mineral. În general, în compoziţia pietrişurilor şi a nisipurilor, predomină cuarţul din cauza rezistenţei sale ridicate la acţiunea mecanică şi dinamică a agenţilor de transport. La nisipuri se mai pot găsi calcare şi feldspaţi, însă acestea din urmă, în paralel cu o serie de alte minerale, silicaţii de aluminiu şi sodiu, potasiu sau calciu, sînt descompuşi cu timpul în minerale argiloase secundare. Calcarul în contact cu apele acide se dizolvă. Uneori în constituţia nisipurilor se constată şi prezenţa micei.

Granulele de praf ocupă, din punct de vedere mineralogic, o poziţie intermediară între cele ale nisipurilor şi argilelor. Particulele de praf mai grosiere au o compoziţie mineralogică mai apropiată de a nisipurilor, iar în cele fine predomină mineralele secundare.

Trebuie menţionat că pînă în pezent nu s-au putut stabili corelaţii satisfăcătoare între compoziţia mineralogică, care în mod incontestabil influenţează roprietăţile pămîntului, şi caractristicile mecanice ale acestuia.

1.4. PROCESELE EXOGENE

Sub influenţa atmosferei, hidrosferei şi a agenţilor meteorologici se produc forţe şi procese denumite exogene, care în linii generale cuprind denudaţia şi acţiunea agenţilor biogeni. Prin denudaţie se înţelege totalitatea proceselor de distrugere a rocilor din suprafaţă şi transportul produselor rezultate. Din procesele mai importante ale denudaţiei fac parte alteraţia rocilor, acţiunea vîntului şi cea a apelor curgătoare şi stătătoare : lacurile şi mările.

Alteraţia constă din ansamblul proceselor de distrugere fizică, chimică şi biologică a mineralelor şi rocilor, agenţii mai importanţi ai acestui fenomen fiind aerul, apa, plantele şi animalele. După caracterul acţiunii alteraţiei, aceasta poate fi fizică, chimică sau organică.

Deplasarea produselor rezultate din alteraţie se face prin vînt, apă sau sub influenţa gravitaţiei.

Din examinarea modului de acţiune a vîntului rezultă că acesta are drept rezultat două fenomene : deflaţiunea şi coraziunea.

Deflaţiunea constă în dezgolirea suprafeţei scoarţei de materialul nefixat şi în roaderea celui ce nu poate fi antrenat. Coraziunea este acţiunea de roadere a vîntului, realizată prin intermediul materialului transportat de către acesta. Procesele respective, legate de acţiunea vîntului, sînt denumite procese eoliene şi pot da naştere unor roci, denumite eoliene.

Apele de suprafaţă exercită importante procese de eroziune şi transport, procesul de îndepărtare prin spălare şi evacuare a produselor alteraţiei, prin apele de şiroire, fiind denumit ablaţiune. Pentru materialul transportat şi depus la piciorul pantelor se utilizează termenul de coluviu, iar pentru materialele de la baza torenţilor denumirea de depozite proluviale. Apele curgătoare transportă şi material solid, aluviuni, care se depune atunci cînd capacitatea de transport a cursului de apă nu mai este suficientă pentru antrenarea suspensiilor.

1.5. CLASIFICAREA ROCILOR SEDIMENTARE

În practica lucrărilor hidroameliorative pămînturile de fundaţie sînt în cea mai mare parte de natură sedimentară, formate prin acţiunea de dezagregare, de transport şi depunere a rocilor preexistente. În genere rocile sedimentare sînt stratificate, datorită variaţiei intensităţii acţiunii fenomenelor legate de geneza lor.

După originea şi natura lor rocile sedimentare se pot grupa în roci detritice, de precipitaţie fizică sau chimică, biogene, piroclastice, reziduale şi soluri.

Rocile detritice sau clastice provin din dezagregarea rocilor preexistente, materialul rezultat fiind transportat de diverşi agenţi de transport (apă, vînt etc.). În funcţie de mărimea granulelor constituente rocile detritice pot fi psefitice cu dimensiunea acestora mai mare de 2 mm, psamitice cu granule cuprinse între 0,02 — 2 mm şi aleuritice şi pelitice în cazul unor dimensiuni mai mici de 0,02 mm. Rocile detritice de diferite dimensiuni pot fi cimentate sau necimentate, distingîndu-se două serii paralele de depozite ; astfel psefitele necimentate sînt reprezentate prin grohotişuri, pietrişuri şi bolovănişuri, iar cele cimentate prin conglomerate şi breccii. În domeniul granulometric al psefitelor se disting nisipurile respectiv gresiile şi arcozele, iar în cazul aleuritelor şi pelitelor, prafurile, loessurile şi mîlurile, respectiv siltitele, argilele şi marnele.

Rocile de precipitaţie sînt mai puţin întîlnite în lucrările de îmbunătăţiri funciare şi sînt reprezentate prin roci precipitate în mediu acvatic (calcare, gips, sare) sau continental (travertin, tuf calcaros).

Rocile biogene provin din resturile fiinţelor vii şi pot fi acaustobiolite — calcarele organogene, diatomite, fosforite sau caustobiolite — cărbunii, petrolul, asfaltul etc.

Rocile piroclastice sînt formate din materialul solid sau lichid expulzat de erupţiile vulcanice şi pot fi grupate după dimensiuni ca şi rocile detritice (psamitele şi psefitele sînt denumite tufite, iar aleuritele şi pelitele — cinerite).

Rocile reziduale se formează pe loc, prin dezagregarea şi descompunerea rocilor preexistente (terra rossa, laterit, bauxit, eluvii). În cazul acţiunii microorganismelor, a vegetaţiei şi a factorilor climatici se formează la partea superioară a scoarţei de alterare, solurile.

1.6. ACTIVITATEA DE SUPRAFAŢĂ

Interacţiunea dintre scheletul mineral cu apa şi gazele înconjurătoare datorită forţelor de atracţie moleculară dezvoltate la suprafaţa de separaţie a corpurilor solide, lichide şi gazoase, se numeşte activitatea de suprafaţă. Intensitatea fenomenelor respective depinde în primul rînd de mărimea suprafeţelor de contact, care într-un pămînt creşte sensibil în funcţie de micşorarea dimensiunilor granulelor solide componente, aşa după cum se poate constata din datele prezentate în continuare. Într-un gram de pămînt, suprafaţa de contact a granulelor sferice componente, cu diametre cuprinse între 2...0,2 mm este de cca 45 cm^2, iar în cazul unor diametre de 0,001...0,2 mm, creşte la cca 10 milioane cm^2. Datorită formei lamelare a particulelor de argilă, suprafaţa totală de contact depăşeşte de fapt în mod sensibil valorile arătate. Din calcule rezultă că suprafaţa laterală a particulelor argiloase conţine într-o

cantitate de numai 1% din greutatea unui pămînt este de 20 ori mai mare decît suprafaţa laterală a particulelor prăfoase care reprezintă restul de 99% din greutatea pămîntului. În acest fel se explică influenţa considerabilă chiar a unor adaosuri reduse, de fracţiuni argiloase în masa unor pămînturi, datorită considerabilei suprafeţe de contact pe care se desfăşoară importante fenomene de activitate de suprafaţă.

Particulele unui corp dispers, care au dimensiuni suficient de reduse, astfel ca activitatea de suprafaţă rezultată să înceapă să influenţeze proprietăţile de ansamblu ale corpului în constituţia căruia aceasta intră, poartă denumirea de particule coloidale.

Analiza structurii chimice şi cristaline a particulelor întîlnite în pămînturile argiloase a explicat cauzele care duc la producerea fenomenelor de suprafaţă prin faptul că acolo unde reţeaua cristalină a mineralului argilos este întreruptă există sarcini electrice neechilibrate. Ca urmare a acestei situaţii, pe suprafaţa particulei sînt atrase din mediul înconjurător elemente chimice cu încărcare electrică de sens contrar. În acest fel, către suprafaţa particulei argiloase sînt atraşi în primul rînd cationii de hidrogen proveniţi din disocierea moleculelor de apă, precum şi cationii de sodiu, potasiu, calciu etc., care se găsesc în apă în urma dizolvării diferitelor săruri. Fenomenul respectiv poartă denumirea de adsorbţie şi cationii adsorbiţi aderă de particula argiloasă cu o intensitate care creşte în funcţie de apropierea faţă de suprafaţa de contact ([6]).

O parte din cationii atraşi direct de suprafaţa particulei poartă denumirea de contraioni. Ceilalţi aflaţi la diferite distanţe formează stratul difuz (fig. 1.2).

De obicei, particulele argiloase sînt înconjurate de cationi de calciu, magneziu, sodiu, potasiu şi hidrogen aflaţi în cele mai diferite combinaţii. În funcţie de cationii predominanţi, argilele sînt denumite cîteodată magnezice, sodice etc. Natura stratului difuz influenţează în mod sensibil proprietăţile argilelor. Astfel, argilele sodice se umflă mult în contact cu apa, iar în stare uscată prezintă o coeziune puternică. Cele cu cationi de calciu sînt mai permeabile şi mai puţin compresibile decît cele sodice.

Datorită forţei de atracţie foarte mari din imediata vecinătate a particulelor, apa adsorbită se găseşte sub o presiune enormă care îi determină o densitate mare cu proprietăţi caracteristice, încît ea poate fi considerată ca solidă. Pe măsura creşterii distanţei de la suprafaţa particulei, apa trece în stare vîscoasă, iar apoi în stare lichidă ([6]).

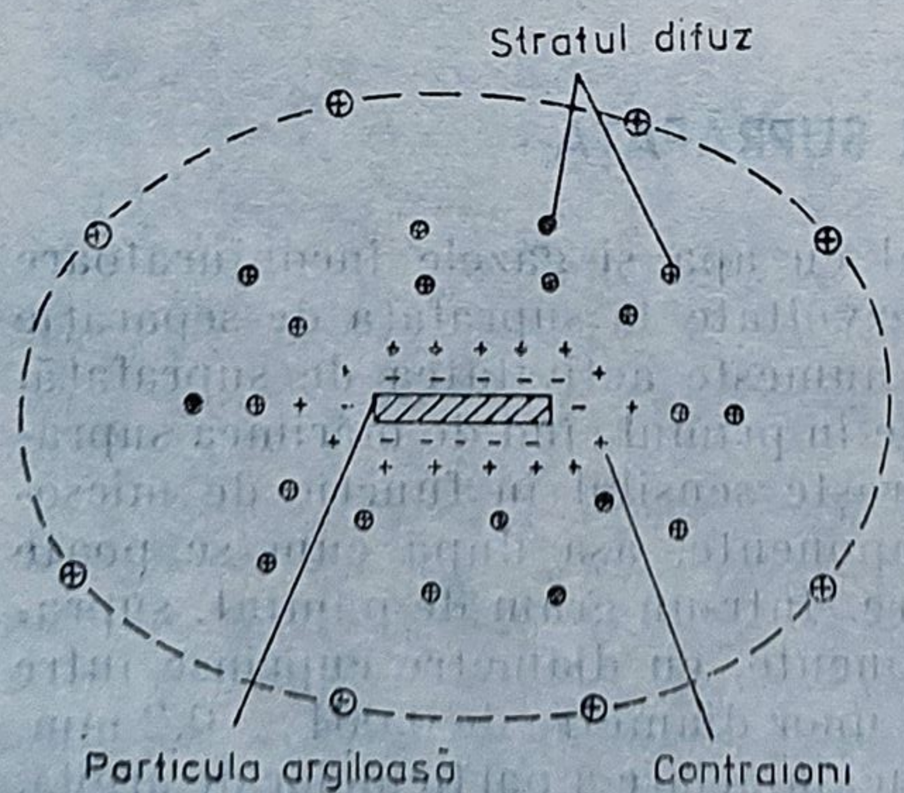


Fig. 1.2 — Reprezentarea schematică în legătură cu activitatea de suprafaţă

Apa solidă, legată direct de particula solidă, constituie apa higroscopică. Restul apei din stratul adsorbit, apa peliculară, poate fi separată în două grupe: apa peliculară strîns legată şi apa peliculară slab legată. Aceasta din urmă se găseşte sub influenţa atracţiei ionilor înlocuibili ce alcătuiesc complexul de adsorbţie şi ea conferă pămînturilor calităţi plastice.

2. PROPRIETĂȚILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

2.1. GRANULOZITATEA

Dimensiunile elementelor solide din masa pămînturilor nestîncoase variază în limite largi, de la blocuri de ordinul metrilor cubi pînă la fracțiuni coloidale. În vederea caracterizării pămîntului din punct de vedere al mărimii elementelor componente, acestea din urmă se subîmpart pe grupe de dimensiuni apropiate. În acest scop se efectuează încercări de laborator speciale, denumite analize granulometrice, care permit stabilirea distribuției pe dimensiuni a particulelor pămîntului respectiv. Granulozitatea prezintă o mare importanță asupra unei serii de factori legați de studiul și proprietățile pămînturilor, așa după cum urmează :

— frecarea dintre granulele necoezive mărește rezistența la tăiere ;

— fracțiunile argiloase influențează coeziunea ;

— la nisipuri apar fenomene de capilaritate care se accentuează la pămînturile mai fine ;

— pietrișurile și nisipurile grosiere prezintă o permeabilitate mare care scade treptat la pămînturile cu granulozitate fină, ajungînd aproape neglijabilă la argile ;

— granulozitatea constituie un criteriu de clasificare a pămînturilor așa cum se va putea vedea la subcapitolul 2.4 ;

— funcție de granulozitate se apreciază posibilitatea utilizării pămînturilor în diferite scopuri : la construcții rutiere, la executarea rambleelor de pămînt, la stabilirea adaosurilor pentru betoane, executarea de filtre etc. ;

— fracțiunile argiloase absorb un mare volum de apă provocînd astfel umflarea și degradarea structurii pămînturilor etc.

În funcție de natura pămîntului și de mărimea fracțiunilor, analiza granulometrică se face după metoda cernerii la pămînturile fără coeziune, cu dimensiunile fracțiunilor mai mari de 0,06 mm și metoda prin sedimentare cu ajutorul areometrului sau pipetei, bazată pe relația dintre viteza de sedimentare și mărimea particulelor, la pămînturile mai fine. Aceeași metodă se aplică și în cazul pămînturilor grosiere cu conținut de particule fine ce aderă pe suprafața celor grosiere. Aceste metode sînt descrise în STAS 1913/5-74.

Distribuția pe dimensiuni a particulelor solide ale pămîntului analizat se reprezintă grafic pe un formular de forma celui arătat în figura 2.1 și pe care pentru exemplificare sînt trecute cîteva curbe granulometrice. Fiecare punct de pe aceste curbe reprezintă procentul din greutatea pămîntului analizat alcătuit din granule de diametru mai mic, față de cel considerat.

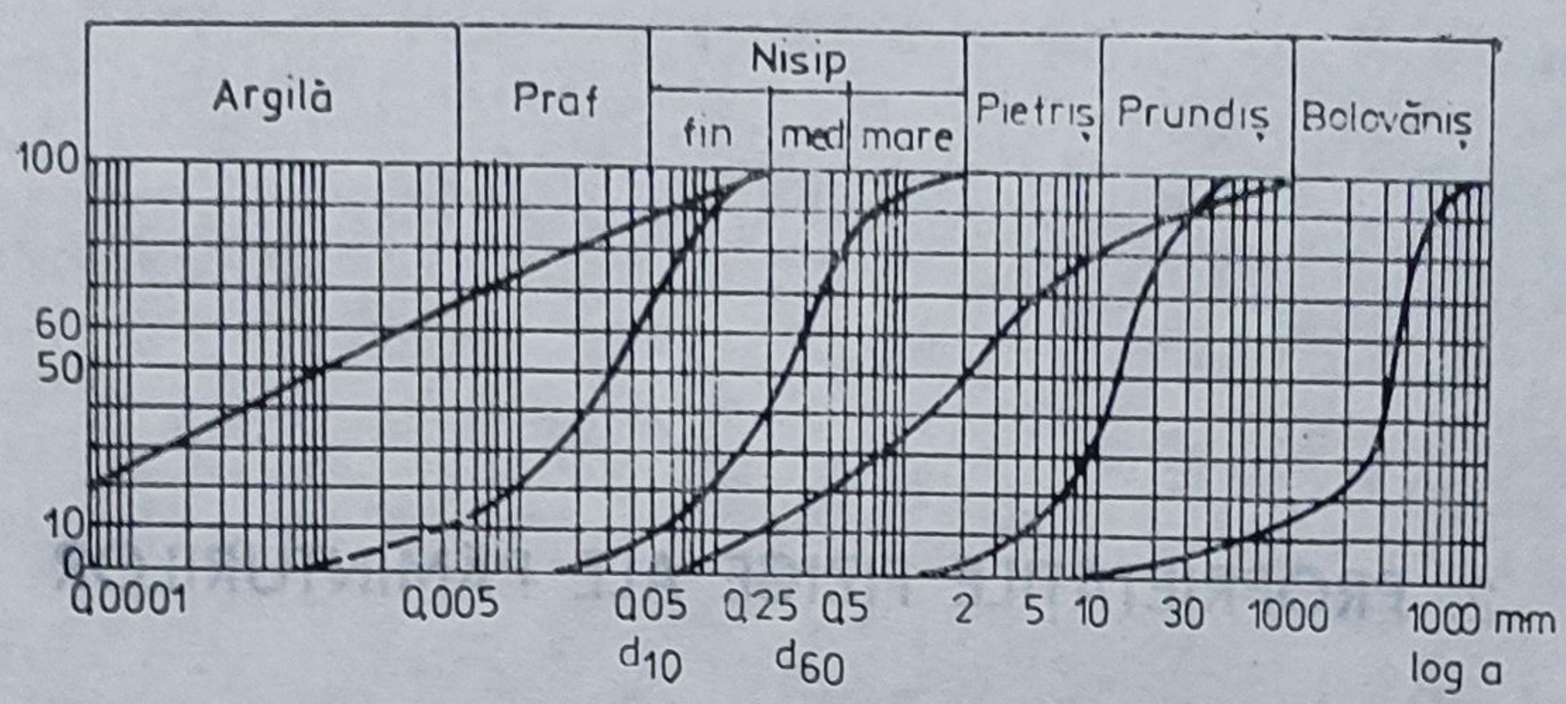


Fig. 2.1 — Exemple de curbe granulometrice

În funcție de datele analizei granulometrice, la pământurile necoezive se determină doi indici importanți : diametrul efectiv (d_0) și diametrul corespunzător procentului 60 (d_{60}).

Diametrul efectiv este caracterizat prin faptul că 10% din fracțiunile de pământ analizat au diametrul mai fin și respectiv 90% au diametrul mai mare. Raportul dintre d_{60} și d_{10} se numește coeficient de neuniformitate, a cărui valoare se mărește în funcție de accentuarea neuniformității. Se poate menționa că diametrul efectiv permite stabilirea în linii generale a permeabilității, iar coeficientul de neuniformitate prezintă un criteriu de clasificare al pământurilor necoezive.

La pământurile fără pietriș, reprezentarea compoziției granulometrice este posibilă și cu ajutorul diagramei ternare, arătate în figura 2.2, modul

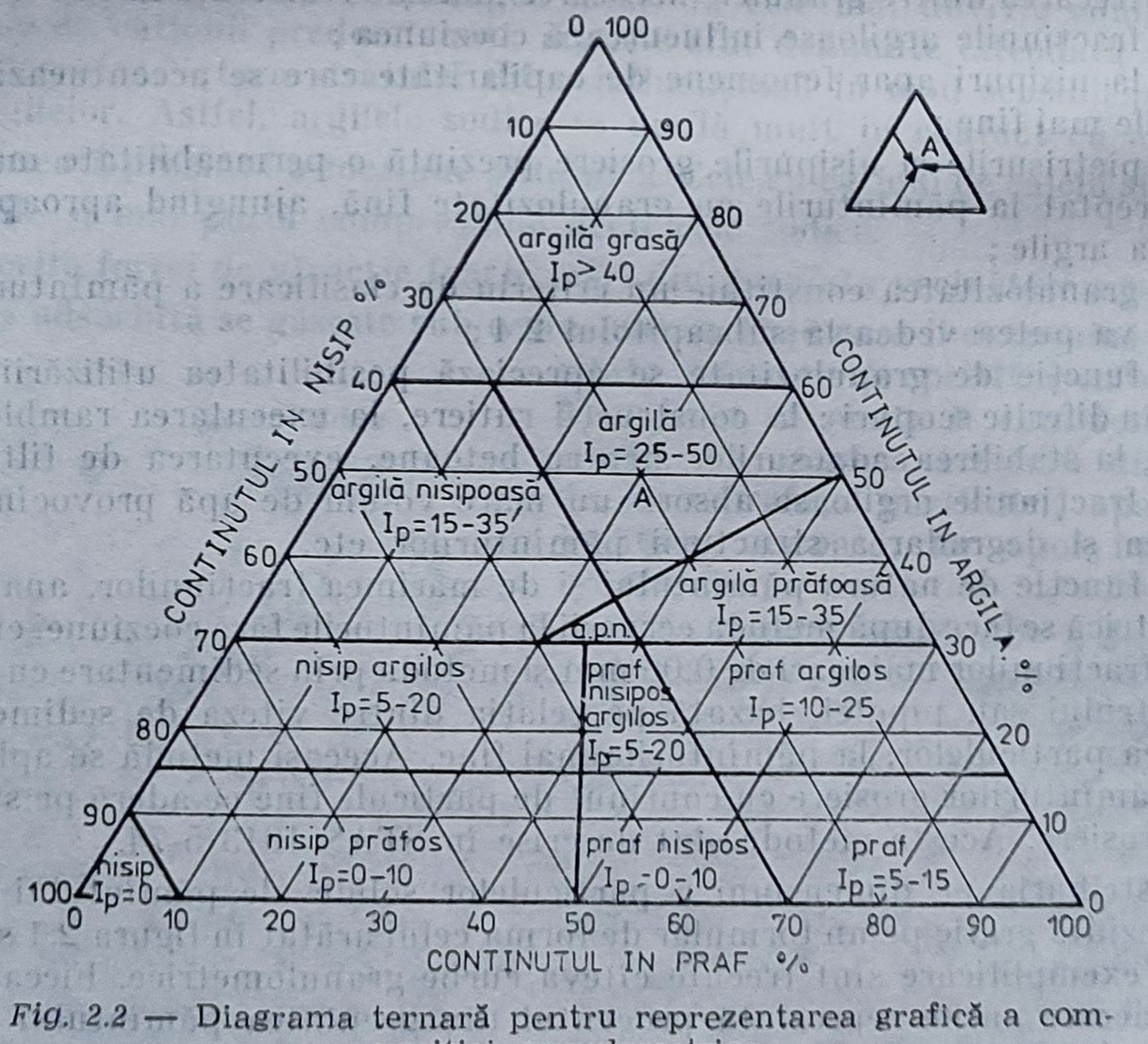


Fig. 2.2 — Diagrama ternară pentru reprezentarea grafică a compoziției granulometrice

de lucru cu aceasta fiind evident : de exemplu punctul *A* din diagramă exprimă un conținut de 50% particule argiloase, 30% prăfoase și 20% nisipoase.

2.2. PLASTICITATEA ȘI CONSISTENȚA PĂMÎNTURILOR ARGILOASE

Plasticitatea este proprietatea pământurilor de a se deforma sub acțiunea unui efort constant, volumul de pământ rămînînd invariabil și neafectat de fisurări.

Spre deosebire de rocile tari-solide, independent de condițiile de zăcămînt, pământurile coezive în funcție de umiditate se pot prezenta în stare tare, plastică sau fluidă.

Trecerea unui pământ coeziv din stare solidă în cea plastică se produce la o anumită umiditate denumită limita de frămîntare sau limita inferioară de plasticitate și care se notează prin simbolul w_p. Determinarea în laborator a acestei caracteristici (în conformitate cu prevederile din STAS 1913/4-76) se efectuează de obicei după metoda cilindrilor, confecționați prin rulare cu mîna, din pastă de pământ.

Posibilitatea de modelare fără fisurare a pământurilor aflate în stare plastică, se explică prin rolul de lubrifiant pe care îl joacă învelișurile de apă adsorbite în jurul granulelor. Acest fenomen este posibil numai la pământurile coezive, care au în compoziția lor granule-particule cu suprafață specifică mare. La pământurile cu conținut predominant de particule mai mari de 0,05 mm, suprafața specifică a acestora este redusă, astfel că rolul peliculelor de apă adsorbită scade, în această situație trecerea de la starea solidă făcîndu-se direct la cea lichidă, fără faza plastică intermediară.

La formațiunile cu conținut mare de granule mici, creșterea conținutului de apă determină o înmuiere treptată, iar limita de umiditate prin depășirea căreia pământul începe să curgă sub greutate proprie se numește limita de curgere sau limita superioară de plasticitate. Determinarea în laborator a acestei umidități, notată prin simbolul w_L, se face conform STAS 1913/4-76 cu ajutorul unui aparat sistem Casagrande alcătuit dintr-o cupă de alamă, care printr-un dispozitiv poate fi ridicată și lăsată să cadă de la o înălțime de 10 mm pe un postamet de ebonită.

O altă metodă de laborator pentru determinarea limitei de curgere, cunoscută sub denumirea de procedeul conului lui Vasiliev, se bazează pe rezistența la pătrundere în pasta confecționată din pământul analizat a unui con metalic.

Se menționează că la pământurile de consistență tare nu prezintă importanță metoda de lucru utilizată : cu dispozitivul Vasiliev sau Casagrande ; în domeniul plastic este mai acoperitoare metoda lui Vasiliev, iar la pământurile curgătoare metoda Casagrande conduce la rezultate mai apropiate de realitate ([5]).

Diferența dintre limita superioară (limita de curgere) și inferioară de plasticitate (limita de frămîntare) poartă denumirea de indice de plasticitate

$$I_p = w_L - w_P \qquad (2.1)$$

această valoare delimitînd domeniul de plasticitate al pământurilor.

Față de cele arătate rezultă că pămînturile argiloase, în funcție de conținutul de apă, capătă diferite stări ce se pot caracteriza prin indicele de consistență, dat de formula :

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_P} \tag{2.2}$$

în care : w este umiditatea pămîntului în stare naturală.

Deoarece la determinarea acestui indici se utilizează valorile limitelor de plasticitate obținute pe probe cu structura turburată, rezultatele respective permit numai o caracterizare aproximativă a pămînturilor. O împrăștiere mare a acestor valori este determinată de asemenea de metoda relativ subiectivă proprie diferitelor laboratoare, condițiile de prelevarea probelor, anizotropia formațiunilor geologice. Limitele de plasticitate sînt de asemenea influențate de compoziția mineralogică așa după cum se poate vedea din tabelul 2.1.

TABELUL 2.1

CARACTERISTICILE DE PLASTICITATE ALE DIFERITELOR MINERALE ARGILOASE
(după C. A. Cornell, 1951)

Mineralul	Ioni de schimb	Limita de frămîntare w_P	Limita de curgere w_L	Indicele de plasticitate I_p
Mortmorillonit	Na	54	710	656
	Ca	81	510	429
	Mg	60	410	350
	Fe	75	290	215
Illit	Na	53	120	67
	Ca	45	100	55
	Mg	46	95	49
	Fe	49	110	61
Calolinit	Na	32	53	21
	Ca	27	38	11
	Mg	31	54	23
	Fe	35	56	21

Independent de aceste aspecte negative, a faptului că nu se poate ține seama în mod cantitativ mai precis de influența factorilor arătați, determinarea limitelor de plasticitate și stabilirea pe baza valorilor respective a unor considerente teoretice și practice este larg utilizată în practica inginerească.

2.3. POROZITATEA. UMIDITATEA. GREUTATEA VOLUMICĂ. GREUTATEA VOLUMICĂ A SCHELETULUI. UMIDITATEA LA SATURAȚIE. INDICELE PORILOR. GRADUL DE ÎNDESARE. CAPACITATEA DE ÎNDESARE

La studiul pămînturilor ce reprezintă corpuri disperse, influențate de prezența apei, trebuie avute în vedere în primul rînd caracteristicile p o r o z i t a t e a și u m i d i t a t e a.

Unele din proprietățile de mare importanță ale pămînturilor influențate de porozitate sînt : compresibilitatea, capacitatea de cedare a apei în timpul

producerii deformațiilor, permeabilitatea, direcția curgerii apelor etc. Valorile mai uzuale ale porozităților la diferite pămînturi sînt cuprinse între următoarele limite :

— nisipuri cu granulație uniformă . . . . . 25...50% ;
— nisipuri cu granulație neuniformă . . . . . 15...35% ;
— nisipuri cu mică . . . . . pînă la 90% ;
— argile mîloase recente . . . . . 70...90% ;
— nămoluri și turbă . . . . . 70...90% ;
— argile consistente . . . . . 35...70% ;
— argile vîrtoase . . . . . 30...50% ;
— argile tari . . . . . 15...30% ;
— prafuri argiloase . . . . . 20...35% ;
— loessuri . . . . . 40...60%.

Referitor la umiditate, așa cum rezultă din formula indicelui de consistență (2.2), aceasta trebuie corelată cu limitele de plasticitate și cu granulozitatea, deoarece o aceeași valoare a umidității pentru un pămînt mai puțin plastic determină o scădere mult mai pronunțată a consistenței, decît la un pămînt argilos. La studiile cu un caracter mai deosebit trebuie să se țină seama și de compoziția mineralogică, în această privință fiind deosebit de semnificative datele din tabelul 2.1.

În formulele prezentate în continuare, care se întîlnesc frecvent în literatura de specialitate, se utilizează notațiile și semnificațiile :

g_1 este greutatea particulelor solide conținute într-o unitate de volum de pămînt ;
g_2 — greutatea apei aflată într-o unitate de volum de pămînt ;
m — volumul particulelor solide (scheletul mineral) raportat la unitate de volum de pămînt ;
n — porozitatea sau volumul porilor, raportat la unitate de volum de pămînt ;
γ_d — greutatea volumică a pămîntului în stare uscată, egală numeric cu greutatea particulelor solide în unitatea de volum de pămînt adică cu g_1.

Greutatea volumică a pămîntului (γ) este raportul dintre greutatea scheletului și a apei față de volumul V în care acestea se află și admițînd $V = 1$, rezultă :

$$\gamma = \frac{g_1 + g_2}{1} \tag{2.3}$$

Greutatea volumică a scheletului (γ_s) este raportul dintre greutatea particulelor solide și volumul lor V_1 :

$$\gamma_s = \frac{g_1}{V_1} \tag{2.4}$$

Umiditatea (w) este raportul dintre greutatea apei conținută într-un pămînt și greutatea particulelor solide din cantitatea considerată :

$w = \frac{g_2}{g_1}$ sau așa după cum rezultă din notațiile de mai sus :

$$w = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} \tag{2.5}$$

din care se obține :

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \text{ sau } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\frac{w}{100}},$$ dacă umiditatea se exprimă în procente.

Volumul particulelor solide este egal cu raportul dintre greutatea volumică a pământului în stare uscată și greutatea volumică a scheletului, adică $m = \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$. Avîndu-se în vedere că volumul m, împreună cu volumul porilor n s-a admis 1, rezultă :

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \tag{2.6}$$

Indicele porilor (e) sau porozitatea relativă reprezintă raportul dintre volumul porilor și volumul particulelor de pământ :

$$e = \frac{n}{m} \text{ sau } e = \frac{n}{1-n} \tag{2.7}$$

În condiția $n + m = 1$, din ecuațiile (2.7) rezultă :

$$n = \frac{e}{1+e} \text{ și } m = \frac{1}{1+e} \tag{2.8}$$

În funcție de relația (2.6), indicele porilor arătat la (2.7) se mai poate pune sub forma :

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \tag{2.9}$$

În cazul umplerii complete cu apă a porilor pământului, greutatea apei conținută în pământ, denumită umiditatea la saturație, este egală cu volumul porilor multiplicat cu greutatea specifică a apei γ_w. Luînd în considerare relațiile (2.7), umiditatea la saturație, w_s, rezultă :

$$w_s = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} \tag{2.10}$$

Umiditatea relativă a pământurilor sau gradul de umiditate (S_r) este dat de raportul dintre umiditatea naturală a pământului și umiditatea la saturație, adică :

$S_r = \frac{w}{w_s}$, care în funcție de relația (2.10) devine

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \gamma w} \tag{2.11}$$

Dacă pământul se găsește sub nivelul apelor subterane, particulele sale solide sînt supuse acțiunii de subpresiune a apei și greutatea volumică a pământului se micșorează în mod corespunzător. Luînd în considerare expresia volumului particulelor din unitatea de volum, dată de (2.6) și greutatea parti-

culelor solide din apă $\gamma_s - \gamma_w$, rezultă următoarea expresie pentru greutatea volumică a pămîntului în stare submersată :

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \text{ sau } \gamma' = (\gamma_s - 1) \cdot (1 - n) \qquad (2.12)$$

Este important să se menţioneze că acţiunea de subpresiune a apelor nu se produce în cazul pămînturilor coezive foarte puţin permeabile.

Relaţiile prezentate sînt trecute schematic în tabelul 2.2, care este util la efectuarea calculelor geotehnice pentru determinarea diferitor caracteristici în funcţie de o serie de elemente cunoscute (43).

TABELUL 2.2

CARACTERISTICILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

Valorile stabilite experimental	Formule de calcul
γ greutatea volumică	Greutatea volumică în stare uscată : $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$
w umiditatea pămîntului în stare naturală	Porozitatea : $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
γ_s greutatea volumică a scheletului	Indicele porilor : $e = \frac{n}{1 - n} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$
	Volumul porilor într-un cm³ : $n = \frac{e}{1 + e}$
	Volumul particulelor solide într-un cm³ : $m = \frac{1}{1 + e}$
	Greutatea pămîntului în stare submersată : $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$
	Umiditatea în saturaţie : $w_s = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$
	Gradul de umiditate : $S_r = \frac{w}{w_s} = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}$

În cazul pămînturilor nisipoase în vederea caracterizării stării de îndesare este utilă folosirea formulei gradului de îndesare :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (2.13)$$

în care :

e este indicele porilor în stare naturală ;

e_{max} — indicele porilor în stare de afînare maximă ;

e_{min} — indicele porilor în stare de îndesare maximă.

Capacitatea de îndesare C_i este proprietatea pămînturilor nisipoase de a-şi micşora volumul porilor prin reaşezarea particulelor solide şi se calculează cu expresia :

$$C_i = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} \tag{2.14}$$

Unele pămînturi argiloase sînt influenţate de fenomene de contractilitate, adică suferă variaţii de volum, funcţie de fluctuaţiile de umiditate.

O serie de caracteristici, din cele arătate în STAS 1913/12-82, în funcţie de care se face aprecierea contractilităţii pămînturilor, sînt prezentate în tabelul 2.3

TABELUL 2.3

CONTRACTILITATEA

Categoria pămînturilor	Argilă % A < 0,002 mm	I_p %	I_A	C_p	U_L %
Foarte active	>30	>35	>1,25	$I_p \geqslant C_p$	>140
Active	18...35	25...35	1,00...1,25	$I_p \geqslant C_p$	100...140
Puţin active	15...25	20...30	0,75...1,00	$I_p \geqslant C_p$	70...100

Semnificaţiile simbolurilor din tabelul 2.3 sînt :

I_p este indicele de plasticitate discutat anterior ;

I_A — indicele de activitate, dat de formula :

$$I_A = \frac{I_p}{A} \tag{2.15}$$

semnificaţia lui A fiind arătată în tabelul 2.3.

C_p este criteriul de plasticitate dat de formula :

$$C_p = 0{,}73(w_L - 20),\ w_L \text{ fiind limita de curgere ;} \tag{2.16}$$

U_L este umflarea liberă dată de formula :

$$U_L\% = \frac{V_f - V_i}{V_i} \cdot 100 \tag{2.17}$$

în care :

V_f este volumul final, iar V_i volumul iniţial ;

C_V este contracţia volumică care reprezintă raportul procentual dintre variaţia de volum, datorită uscării unui pământ saturat cu volumul iniţial V_i şi volumul final V_f adică

$$C_V\% = \frac{V_i - V_f}{V_f} \cdot 100 \qquad (2.18)$$

w_s — limita de contracţie, care reprezintă umiditatea sub care nu mai au loc variaţii importante de volum ale pământului (determinate conform STAS 1913/12-82).

q_u — căldura maximă de umezire determinată conform STAS 1913/9-76 ;

w_{15} — capacitatea de reţinere a apei la sucţiunea de 15 bari, determinată conform STAS 9180-73 ;

P_u — presiunea de umflare.

PĂMÎNTURILOR

w_s %	C_V %		q_u max. I/g	w_{15}	P_u MPa
	tulburat	netulburat			
<10	>100	>35	>37	>18	>0,4
14...10	75...100	25...35	25...37	13...18	0,1...0,4
16...14	55... 75	15...25	12...25	10...13	0,05...0 1

2.4. CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR DIN PUNCT DE VEDERE GEOTEHNIC

Sub forma cea mai generală, pământurile pot fi împărţite, din punct de vedere geotehnic, în două mari clase : necoezive şi coezive.

În funcţie de granulozitate şi anume de predominarea anumitor fracţiuni granulare, clasificarea pământurilor necoezive, în conformitate cu recomandările din STAS 1243-74, este prezentată în tabelul 2.4.

Pământurile coezive se clasifică funcţie de plasticitate şi granulozitate, conform tabelului 2.5.

Este interesant de menţionat că dimensiunile limită ale particulelor caracteristice se apreciază diferit într-o serie de norme şi de unii specialişti dintre care se pot cita : 1 — A. M. Atterberg ; 2 — P. Niggli ; 3 — STAS — R. S. România ; 4 — U. S. Bureau of Reclamation ; 5 — American Society for Testing Materials ; 6 — U. S. Department of Agriculture ; 7 — British Standards Institution ; 8 — British Cast. Iron Research Assoc. ; 9 — Centre

TABELUL 2.4

CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE DUPĂ GRANULOZITATE

Denumirea pământului	Conţinut în fracţiune granulară predominantă, în %					
	Blocuri ø > 200 mm	Bolovăniş ø — 20 ... 200 mm	Pietriş ø — 2 ... 20 mm	Nisip mare ø 0,5 ... 2 mm	Nisip mijlociu ø — 0,25 ... 0,5 mm	Nisip fin ø — 0,05 ... 0,25 mm
Blocuri	> 50					
Bolovăniş		> 50				
Pietriş			> 50			
Nisip cu pietriş			25 ... 50		> 50	
Nisip mare				> 50	> 50	50
Nisip fin						> 50

TABELUL 2.5

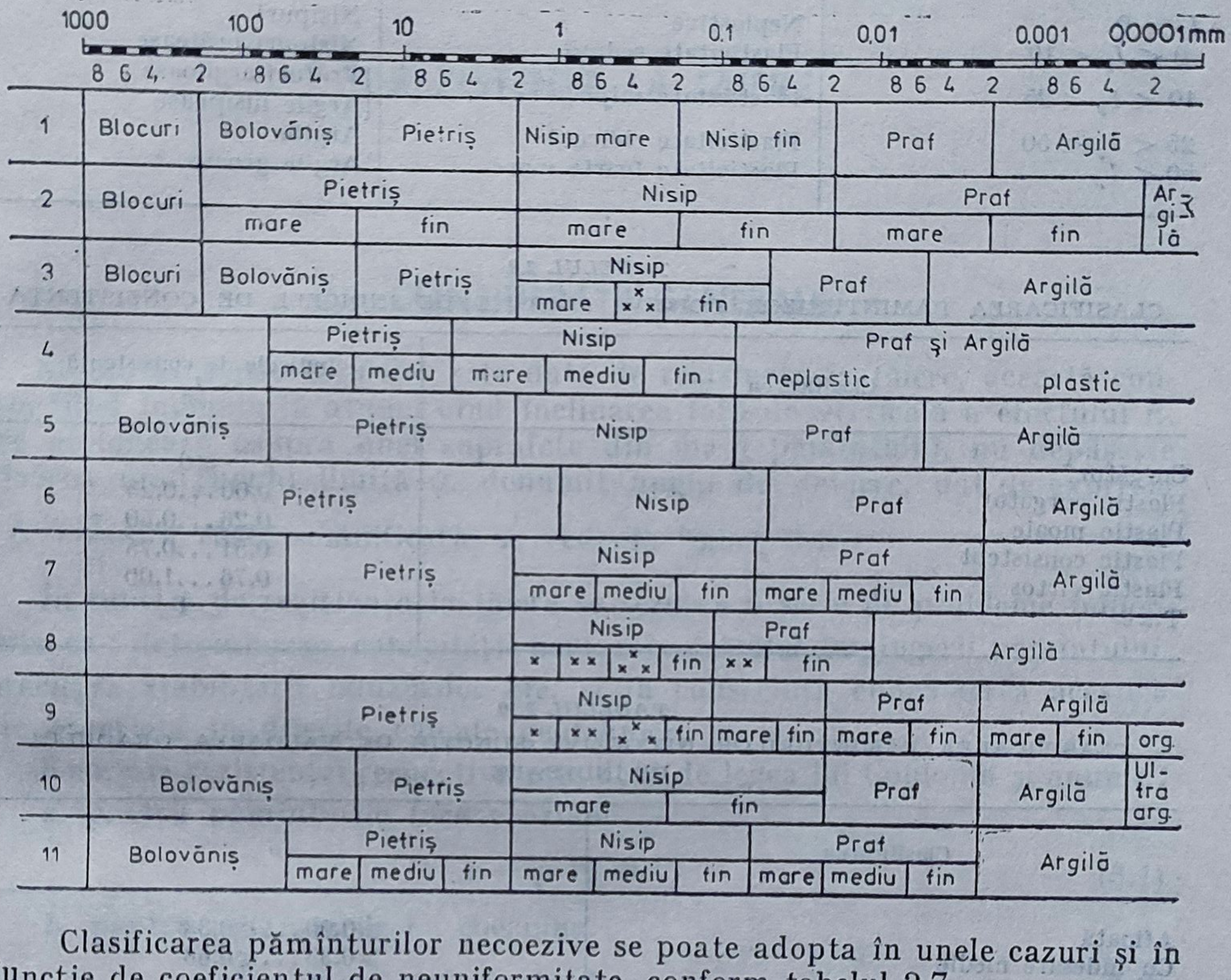
CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR COEZIVE

Clasificarea pământurilor coezive	Indice de plasticitate I_p %	Conţinut în fracţiuni granulare		
		Argilă < 0,005 mm	Praf 0,05 ... 0,005 mm	Nisip 0,05 ... 2
Argilă grasă	⩾ 40	> 60	Mai puţin decît argilă	Mai puţin decît argilă
Argilă	25 ... 50	35 ... 60	Mai puţin decît argilă	Mai puţin de 30%
Argilă prăfoasă	15 ... 35	30 ... 50	Mai mult decît argilă	Mai puţin decît praf
Argilă nisipoasă	15 ... 35	30 ... 60	Mai puţin decît argilă	> 30
Argilă prăfoasă nisipoasă	15 ... 25	30 ... 35	Mai mult decît argilă	> 30
Praf argilos	10 ... 25	15 ... 30	Mai mult decît nisip	< 30
Praf argilos nisipos	5 ... 20	15 ... 30	Mai mult decît nisip	> 30
Praf	5 ... 15	0 ... 15	Mai mult decît argilă	< 30
Praf nisipos	0 ... 10	0 ... 15	Mai mult decît nisip	> 30
Nisip argilos	5 ... 20	15 ... 30	Mai puţin decît nisip	Mai mult decît praf
Nisip prăfos	0 ... 10	0 ... 15	Mai puţin decît nisip	Mai mult decît praf

d'études et de recherches geotehniques ; 10 — Laboratoire Central des Ponts et Chaussees ; 11 — Deutsche Industrie Norme. Limitele respective sînt arătate în tabelul 2.6.

TABELUL 2.6

LIMITELE DE SEPARARE A FRACTURILOR GRANULARE ALE ROCILOR MOI, DUPĂ DIFERIȚI AUTORI



Clasificarea pămînturilor necoezive se poate adopta în unele cazuri și în funcție de coeficientul de neuniformitate, conform tabelul 2.7.

TABELUL 2.7

CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE FUNCȚIE DE COEFICIENTUL DE NEUNIFORMITATE

Gradul de uniformitate	Coeficient de neuniformitate
Cu granulozitate foarte uniformă	5
Cu granulozitate uniformă	5...15
Cu granulozitate neuniformă	15

În funcție de indicele de plasticitate dat de formula 2.1, pămînturile pot fi subîmpărțite conform tabelul 2.8.

O clasificare frecventă a pămînturilor coezive se face și în funcție de consistență, conform tabelului 2.9.

Clasificarea nisipurilor după valoarea gradului de îndesare I_D și a capacității de îndesare C_i, este dată în tabelele 2.10 și 2.11.

TABELUL 2.8

CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR ÎN FUNCȚIE DE VALOAREA INDICELUI DE PLASTICITATE I_p

Indicele de plasticitate	Domeniul	Categoria de pămînt
$I_p = 0$	Neplastice	Nisipuri
$0 < I_p < 10$	Plasticitate redusă	Nisipuri prăfoase
$10 < I_p < 25$	Plasticitate mijlocie	Prafuri argiloase Argile nisipoase
$25 < I_p < 50$	Plasticitate ridicată	Argile
$50 < I_p$	Plasticitate foarte mare	Argile groase

TABELUL 2.9

CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR COEZIVE FUNCȚIE DE INDICELE DE CONSISTENȚĂ

Clasificarea	Indicele de consistență I_c
Curgător	$\leqslant 0$
Plastic curgător	0,00 . . . 0,25
Plastic moale	0,26 . . . 0,50
Plastic consistent	0,51 . . . 0,75
Plastic vîrtos	0,76 . . . 1,00
Tare	> 1

TABELUL 2.10

CLASIFICAREA PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE FUNCȚIE DE VALOAREA GRADULUI DE ÎNDESARE

Clasificarea	I_D
Afînată	$\geqslant 0,00 \ldots \leqslant 0,33$
Cu îndesare medie	$\geqslant 0,33 \ldots \leqslant 0,66$
Îndesată	$\geqslant 0,66 \ldots \leqslant 1$

TABELUL 2.11

CLASIFICAREA NISIPURILOR DUPĂ VALOAREA CAPACITĂȚII DE ÎNDESARE

Clasificarea	C_i
Mică	$< 0,4$
Mijlocie	0,4 . . . 0,6
Mare	$\geqslant 0,6$

Clasificarea pămînturilor sensibile la umezire este prezentată în capitolul 13, iar a pămînturilor contractile la capitolul 14.

Pămînturile mîloase sînt pămînturi coezive de sedimentare recentă, neconsolidate, în stare de consistență redusă cu $I_c < 0,5$ și care conțin substanțe organice.

3. REZISTENȚA LA TĂIERE

3.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Stabilitatea pămînturilor este dată de rezistența la tăiere, această condiție fiind îndeplinită atunci cînd înclinarea față de verticală a efortului E, care acționează asupra unei suprafețe din masa pămîntului, nu depășește valoarea unui unghi limită ψ, denumit unghi de deviere, dat de expresia $\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma}$ și a cărui semnificație se vede în figura 3.1.

În funcție de rezistența la tăiere se rezolvă o serie de probleme importante ca : determinarea capacității portante, calculul împingerii pămîntului, aprecierea stabilității taluzurilor etc. și în consecință cunoașterea acesteia este esențială în diferite calcule geotehnice.

Expresia rezistenței respective este dată de legea lui Coulomb și anume :

a. pentru pămînturile fără coeziune

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{3.1}$$

b. pentru pămînturile cu coeziune

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg} \Phi + c \tag{3.2}$$

în care : τ este efortul de tăiere, p = efortul unitar normal pe suprafața de lunecare, Φ = unghiul de frecare interioară și c = coeziunea.

În laborator, determinarea rezistenței la tăiere se face după una din următoarele metode :

— tăiere directă, descrisă în STAS 8942/2-82 ;
— ruperea prin comprimare după o singură direcție ;
— ruperea prin comprimare după trei direcții cu aparatul triaxial descrisă în STAS 8942/5-75.

Efortul normal aplicat asupra planului de tăiere este preluat inițial de apa din masa pămîntului — presiunea neutră — și de scheletul mineral — presiunea efectivă. Notînd prin σ_n presiunea neutră (cea preluată de apă), σ_e presiunea efectivă și σ_t presiunea totală, față de cele arătate, reiese relația :

$$\sigma_t = \sigma_n + \sigma_e \tag{3.3}$$

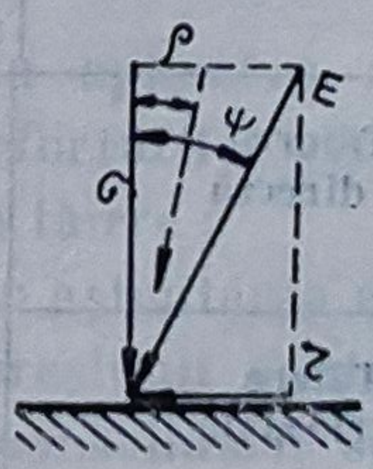


Fig. 3.1 — Semnificația unghiului de deviere

Prin comprimarea pămîntului apa din masa acestuia se elimină treptat cu o viteză determinată de permeabilitate, rezultînd astfel micşorarea presiunii neutre şi creşterea în schimb a celei efective care favorizează rezistenţa la tăiere.

Dacă se aşteaptă consolidarea — eliminarea presiunii neutre — sub acţiunea forţelor verticale la tăierile directe şi sub acţiunea forţelor după toate direcţiile la încercările cu aparatul triaxial, anterior aplicării solicitărilor de tăiere, încercările respective poartă denumirea de consolidate, iar în caz contrar neconsolidate.

În situaţia permiterii consolidării probelor cu eliminarea apei sub acţiunea forţelor orizontale la determinările cu tăieri directe şi sub acţiunea solicitărilor verticale la determinările cu triaxialul, încercările respective poartă denumirea de drenate, iar în caz contrat nedrenate.

Faţă de cele arătate, în prezent se utilizează trei metode pentru determinarea caracteristicilor de tăiere şi anume :

— neconsolidate-nedrenate — U.U.
— consolidate-nedrenate — C.U.
— consolidate-drenate — C.D.

Tăierile neconsolidate-nedrenate sînt necesare în cazul construcţiilor executate într-un termen scurt, care nu permit consolidarea pămîntului în intervalul de timp respectiv.

Încercările consolidate-nedrenate se impun în cazul unor construcţii executate pe terenuri de fundaţie la care sînt posibile modificări rapide ale eforturilor, de exemplu, datorită coborîrii apelor, executării unor excavaţii laterale etc.

Încercările consolidate-drenate sînt recomandate pentru construcţiile realizate într-un anumit ritm, care permite consolidarea treptată a pămîntului de fundaţie.

Cu titlu informativ, în tabelul 3.1, sînt arătate încercările de tăiere recomandate pentru diferite pămînturi.

TABELUL 3.1

ÎNCERCĂRILE DE TĂIERE RECOMANDATE PENTRU DIFERITE PĂMÎNTURI

Tipul de încercare	Pămînt / Simbol	Argilă moale	Argilă de consistenţă medie	Turbă	Praf argilos	Nisip grosier	Nisip fin mediu
Tăiere directă	UU	O	X	O	O	O	O
	CU	X	X	X	O	O	O
	CD	O	O	O	O	O	XX
Tăiere triaxială	UU	XX	XX	XX	XX	O	O
	CU	X	XX	X	XX	O	O
	CD	O	O	O	XX	XX	XX

Notă : O — încercări de tăiere nerecomandate.
X — încercări de tăiere posibile în anumite condiţii.
XX — încercări de tăiere recomandate.

3.2. TĂIEREA DIRECTĂ

Caracteristicile Φ şi c se stabilesc în laborator prin determinarea la pământul analizat, din care se prelevează 3 probe, a rezistenţei la tăiere în condiţiile comprimării fiecăreia din acestea cu un anumit efort de apăsare. Prin reprezentarea grafică a datelor analizelor se obţin drepte de corelaţia $\tau - \sigma$, de forma celei din figura 3.2, corespunzătoare pământurilor coezive, în care este arătată semnificaţia unghiului de frecare interioară Φ şi a coeziunii. În cazul pământurilor necoezive, dreapta $\tau - \sigma$ trece prin originea axelor, iar în cazul pământurilor cu coeziune din ce în ce mai pronunţată aceasta tinde a fi paralelă cu axa absciselor.

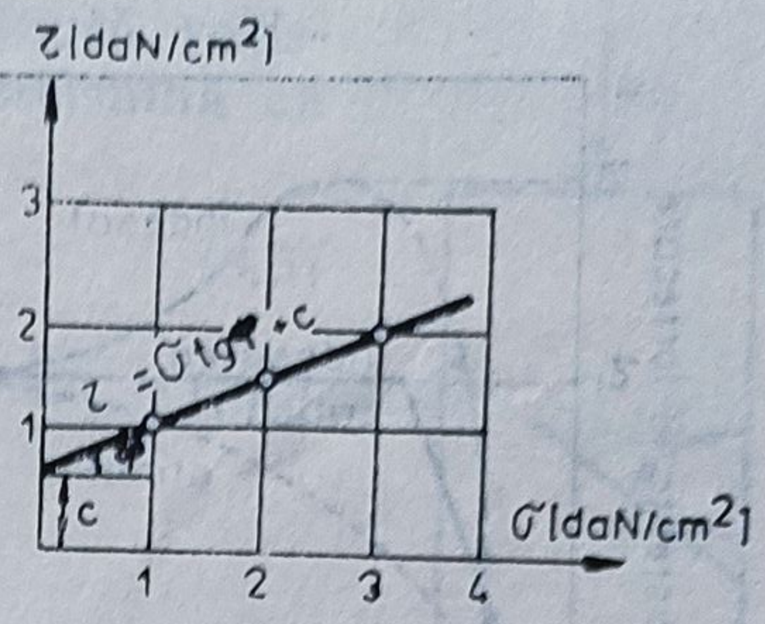


Fig. 3.2 — Dreapta de corelaţie $\sigma - \tau$ în cazul pământurilor coezive

Dispozitivul de laborator pentru efectuarea tăierilor directe este reprezentat schematic în figura 3.3.

În legătură cu experienţele respective trebuie menţionată reducerea treptată a suprafeţei de forfecare, urmare a începerii fenomenului de deplasare. În această situaţie solicitarea verticală se aplică de fapt asupra unei suprafeţe mai restrînse, din care cauză efortul unitar este mai mare, astfel că Φ rezultat conform ecuaţiei $\tau = \sigma \cdot \text{tg } \Phi$ este mai redus faţă de cel prezumat în ipoteza simplificată cu producerea spontană a tăierii.

Un aspect important de care trebuie să se ţină seama la lucrările mai deosebite este variaţia volumului şi rezistenţei probelor forfecate. La cele recoltate din pământuri afînate sau cu îndesare medie se constată o micşorare a volumului funcţie de creşterea efortului de tăiere pînă la o anumită limită, cînd acesta rămîne constant independent de accentuarea deformaţiilor. La probele cu pământuri îndesate procesul este diferit constînd în accentuarea afînării funcţie de creşterea efortului de tăiere, care, după atingerea unei maxime denumită rezistenţa la rupere, scade la o valoare constantă, rezistenţa reziduală, independent de variaţia deformaţiilor.

În mod schematic procesele arătate se pot urmări în figura 3.4 şi fenomenele respective au importanţă la o serie de studii, unde se anticipează anihilarea treptată a rezistenţei de vîrf, urmînd ca stabilitatea pământurilor să fie apreciată în funcţie de rezistenţa reziduală.

Aşa după cum s-a arătat anterior, încercările de tăiere pot fi neconsolidate-nedrenate, consolidate-nedrenate şi consolidate-drenate, după cum urmează :

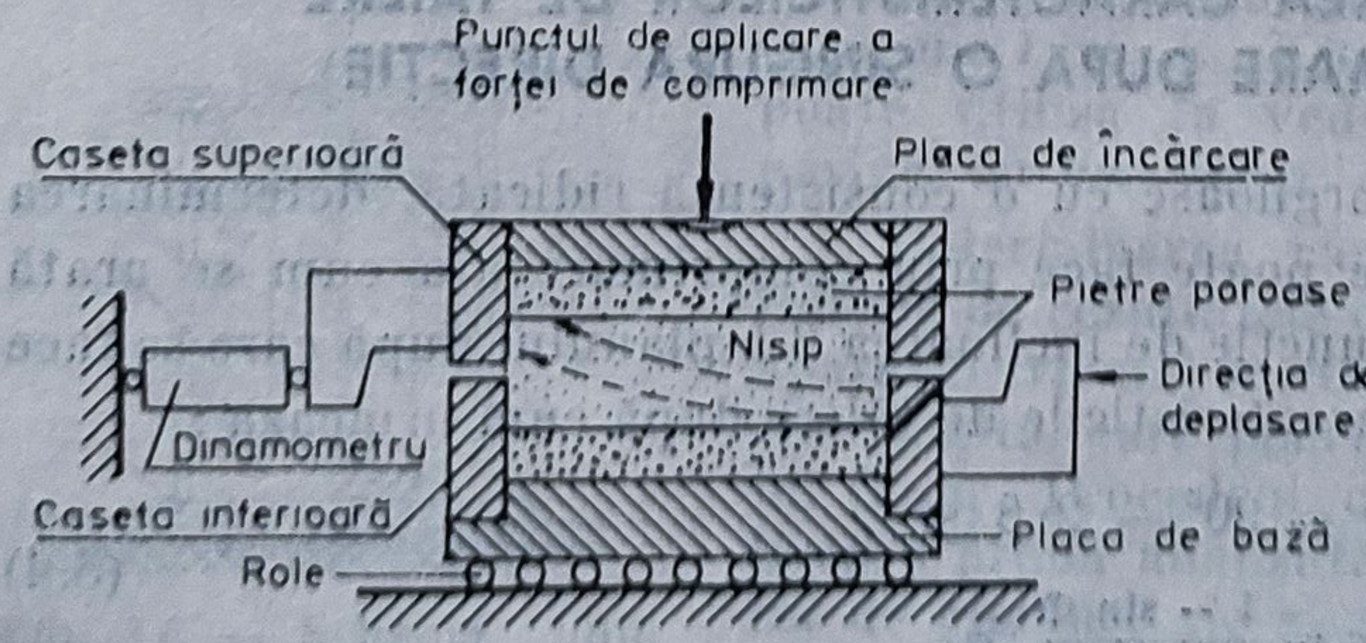
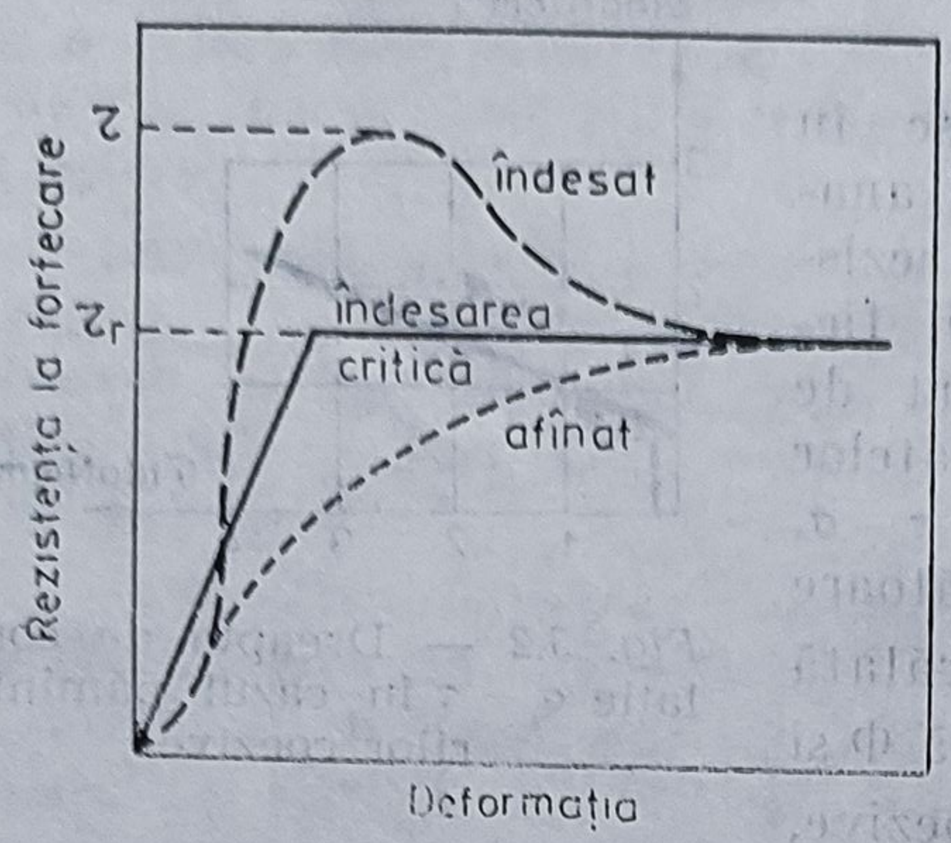


Fig. 3.3 — Caseta aparatului de forfecare

— cu aplicarea rapidă a eforturilor verticale şi de tăiere ;

— cu aşteptarea eliminării presiunii neutre, adică a consolidării sub influenţa eforturilor verticale, înaintea aplicării celor orizontale ;



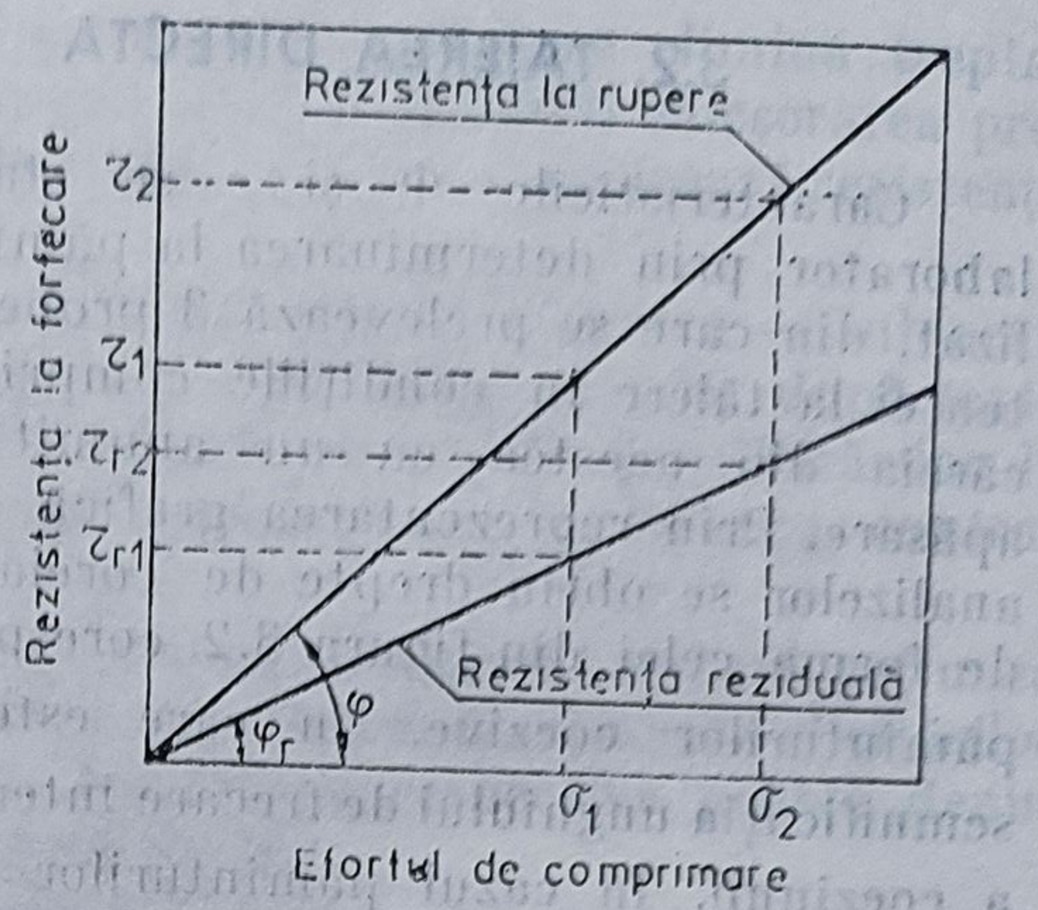


Fig. 3.4 — Variația rezistenței la forfecare în funcție de deformație și gradul de îndesare

— cu permiterea consolidării probelor sub acțiunea eforturilor orizontale și verticale.

În condițiile neconsolidate-nedrenate, viteza de aplicare a eforturilor tangențiale este cuprinsă între 1 și 1,5 mm/min.

Pentru permiterea consolidării probelor la solicitările verticale, se recomandă ca treptele de încărcare să se aplice după cum urmează :

— 0,5 ; 1,0 și 1,5 kg/cm² pentru pămînturi argiloase plastic-moi și nisipuri afînate ;

— 1 ; 2 și 3 kg/cm² pentru pămînturi argiloase plastic consistente-vîrtoase și nisipuri de îndesare medie ;

— 2 ; 3 și 4 kg/cm² pentru pămînturi argiloase tari și nisipuri îndesate.

În condițiile consolidate-nedrenate, viteza de aplicare a efortului de rupere depinde de natura pămîntului și anume :

— la argile grase 0,01 mm/min ;
— la argile prăfoase 0,05 mm/min ;
— la prafuri argiloase 0,1 mm/min ;
— la nisipuri fine 0,5 mm/min ;
— la nisipuri grosiere și medii 1,0...1,5 mm/min.

3.3. DETERMINAREA CARACTERISTICILOR DE TĂIERE PRIN COMPRIMARE DUPĂ O SINGURĂ DIRECȚIE

În cazul pămînturilor argiloase cu o consistență ridicată, determinarea caracteristicilor de tăiere se poate face prin comprimare așa cum se arată schematic în figura 3.5. În funcție de înclinarea β a planului după care se face ruperea, se pot determina caracteristicile de tăiere după cum urmează :

$$\Phi = 90° - 2 \cdot \beta \text{ și} \qquad (3.4)$$

$$c = \frac{1 - \sin \Phi}{2 \cos \Phi} \cdot \sigma$$

La pămînturile argiloase de consistenţă scăzută, rezistenţa este dată numai de coeziune care se determină cu formula :

$$\sigma = 2 \cdot c \qquad (3.5)$$

în care : σ este efortul vertical de compresiune $= \frac{P}{A}$, P fiind presiunea verticală totală, iar A secţiunea probei.

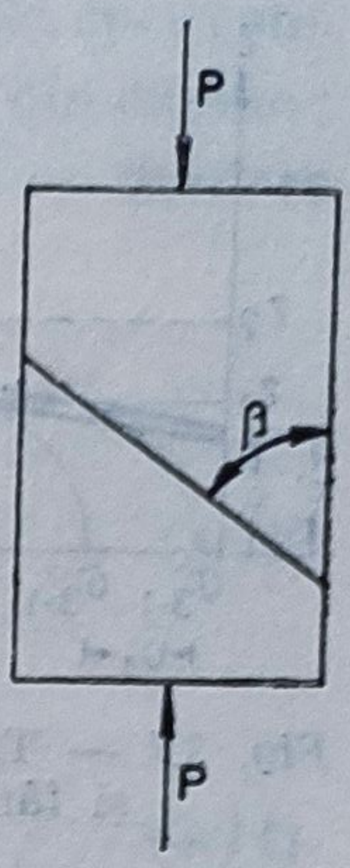


Fig. 3.5 — Schema încercării de compresiune după o singură direcţie

3.4. DETERMINAREA CARACTERISTICILOR DE TĂIERE CU APARATUL TRIAXIAL

Determinarea caracteristicilor de tăiere cu aparatul triaxial se efectuează prin comprimarea după trei direcţii rectangulare a unor probe de pămînt cu structură neturburată sau turburată. Schema aparatului respectiv este arătată în figura 3.6, modul de alcătuire şi lucru cu acesta fiind următorul : proba 1 înfăşurată cu o membrană fină, impermeabilă, se introduce în camera cilindrică 5 umplută cu lichidul 2, care, acţionat de o pompă, exercită presiunea corespunzătoare după toate direcţiile asupra pămîntului analizat ; în partea superioară proba este comprimată de presa 3, a cărei tijă culiscază prin capacul 4 al camerei de presiune ; în partea inferioară proba este aşezată pe un material poros, care permite evacuarea apei din pămînt prin tubul 6, prevăzut în placa de suport a aparatului triaxial ; în aceeaşi placă există tubul 7 care face legătura cu pompa menţionată mai sus.

Efortul realizat prin lichid pe unitatea de suprafaţă a probei poartă denumirea de tensor, iar cel suplimentar, care provoacă ruperea, deviator de presiune sau deviator de efort, acesta din urmă putînd acţiona după una din direcţii. Efortul după direcţia verticală realizat prin presa 3 se notează de obicei prin σ_1, iar cele laterale cu σ_2 şi σ_3, care în condiţiile aparatelor triaxiale obişnuite sînt egale între ele, adică $\sigma_2 = \sigma_3$.

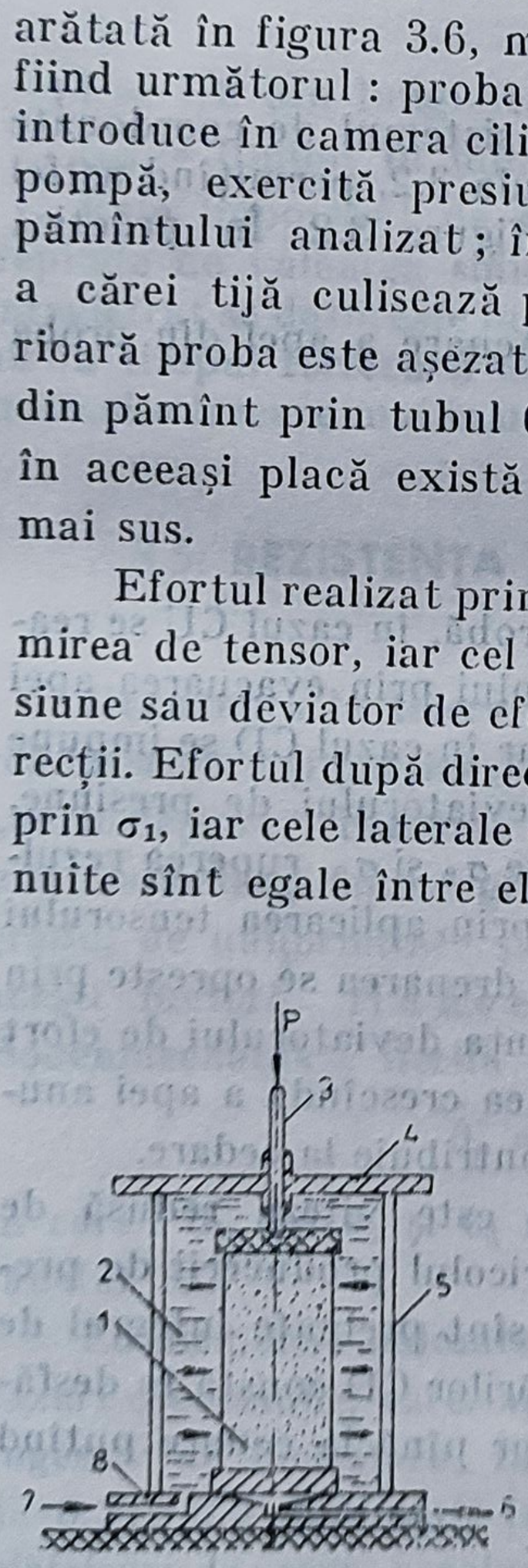


Fig. 3.6 — Schema unui aparat triaxial

Echilibrul limită se poate realiza fie menţinîndu-se constante presiunile laterale σ_2 şi σ_3, mărindu-se în schimb σ_1, sau invers cu σ_1 constant şi reducerea în schimb a lui σ_2 şi σ_3. După A. Caquot şi J. Kerisel prima metodă se poate utiliza în vederea determinării presiunii pasive, iar cea de a doua la presiunile active.

Determinarea caracteristicilor de tăiere în funcţie de rezultatele obţinute prin încercările cu aparatul triaxial se efectuează cu ajutorul cercurilor limită, care poartă denumirea de cercurile lui Mohr. Procedeul constă în trasarea pentru fiecare probă analizată, adică supusă ansamblului de eforturi σ_1, σ_2 şi σ_3, a cercului de tensiune arătat în figura 3.7. După cum se vede,

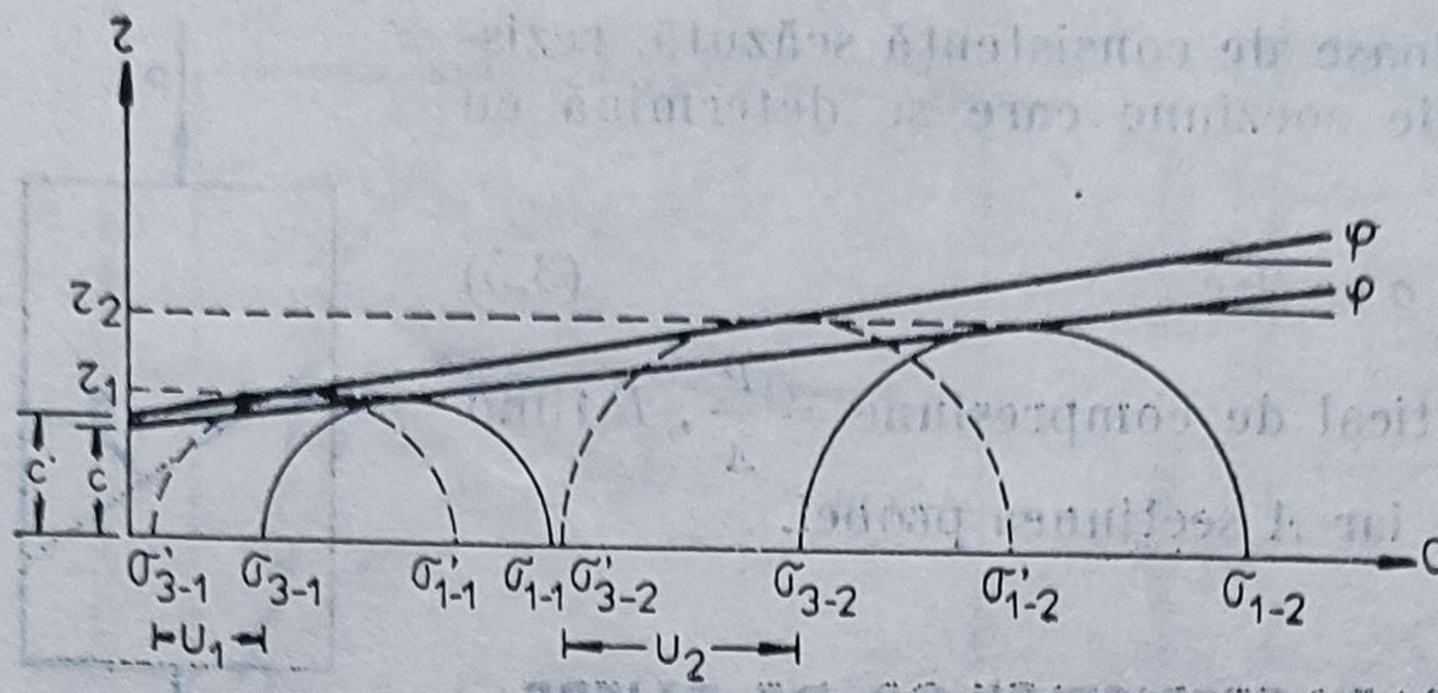


Fig. 3.7 — Trasarea înfășurării tensiunilor principale cu și fără influența presiunii apei din pori

abscisa cercului tensiunii limită X_0 și respectiv raza Y_0 a acestuia au valorile :

$$X_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{— cazul eforturilor totale} \tag{3.6}$$

$$\text{și} \quad Y_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{3.7}$$

În cazul eforturilor efective, abscisa centrului tensiunii limită se determină cu formula :

$$X_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - u \tag{3.8}$$

în care : u este presiunea apei din pori ([5]).

Tangenta la două cercuri de tensiune limită, în sistemul de coordonate $\tau - \sigma$ este egală cu ecuația lui Coulomb dată de formula 3.2, permițînd astfel obținerea parametrilor de tăiere Φ și c, arătați în figura 3.2. În practică se lucrează de obicei cu trei cercuri de tensiune.

În funcție de posibilitățile de menținere sau evacuare a apei din proba analizată, încercările cu aparatul triaxial pot fi :

a) neconsolidate-nedrenate, UU ;

b) consolidate-nedrenate, CU ;

c) consolidate-drenate, CD.

În cazul UU nu este permisă drenarea apei din probă, în cazul CU se realizează consolidarea pămîntului sub influența tensorului prin evacuarea apei și apoi la aplicarea deviatorului drenarea se oprește, iar în cazul CD se impune evacuarea apei sub influența tensorului cît și a deviatorului de presiune.

La determinările UU se mențin constante valorile σ_2 și σ_3, ruperea rezultînd prin creșterea lui σ_1. Încercările CU se încep prin aplicarea tensorului care se menține pînă la încetarea deformațiilor, cînd drenarea se oprește prin închiderea tubului 6, arătat în figura 3.6 ; sub influența deviatorului de efort care intră în acțiune, proba se comprimă iar presiunea crescîndă a apei anulează treptat din valoarea efortului normal ceea ce contribuie la cedare.

Caracteristica principală a determinărilor CD este viteza redusă de aplicare a deviatorului de presiune care exclude pericolul producerii de presiuni în apa din pori, astfel că solicitările aplicate sînt preluate integral de eforturile efective. Inconvenientul major al determinărilor CD constă în desfășurarea îndelungată a experimentului, timpul necesar pînă la cedare putînd să fie apreciat cu următoarea formulă ([6]) :

$$t_f = \frac{l^2}{\eta \cdot c_v + 0{,}05} \approx \frac{20\, l^2}{\eta \cdot c_v} \tag{3.9}$$

în care : η este un factor care depinde de condiţiile de drenare ale epruvetei după cum urmează : $\eta = 0{,}75$ — drenare la unul din capete ; $\eta = 3$ — drenare pe la ambele capete ; $\eta = 32$ — drenare numai pe faţa laterală a epruvetei ;

c_v — coeficientul de consolidare, care :

— la drenarea numai prin unul din capetele epruvetei

$$c_v = \frac{\pi \cdot l^2}{t_{100}} \tag{3.10}$$

— la drenarea prin ambele capete

$$c_v = \frac{\pi \cdot l^2}{4 \cdot t_{100}} \tag{3.11}$$

— la drenarea prin părțile laterale ale epruvetei

$$c_v = \frac{\pi \cdot l^2}{64 \cdot t_{100}} \tag{3.12}$$

$l = 1/2$ din lungimea epruvetei (în inci) ;

t_{100} = timpul în minute necesar unei consolidări în proporție de 100%.

Este important de menționat că rezistența la forfecare a pămînturilor depinde de valoarea solicitărilor geologice din trecut. Surplusul de rezistență înregistrat se datorește faptului că rocile supuse anterior unor presiuni mai mari au în timpul forfecării un grad de îndesare mai mare, deci o porozitate mai mică și o frecare mai mare între particule.

3.5. REZISTENȚA LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE ȘI PUȚIN COEZIVE

Rezistența la tăiere a pămînturilor necoezive este determinată de frecarea interioară și parțial de o anumită coeziune care s-ar putea denumi sugestiv „de încleștare". Frecarea este influențată de o serie de factori dintre care cei mai importanţi sînt : gradul de rotunjire al granulelor, mărimea acestora, gradul de uniformitate și starea de îndesare. Pentru a se ţine seama de toţi acești factori, H a n s e n și L a n d b o r n în „Hauptproblemen der Bodenmechanik", Berlin 1960, propun următoarea formulă :

$$\theta_n = 36^\circ + \theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 \tag{3.13}$$

în care : θ_1, θ_2, θ_3 și θ_4 sînt coeficienţi a căror semnificaţie este arătată în tabelul 3.2.

La nisipurile îndesate cu o granulometrie neuniformă se constată în unele cazuri o coeziune, care, așa cum s-a menţionat și anterior, s-ar putea denumi sugestiv de încleștare. În mod mai frecvent aceasta poate înregistra valori de 0,3 . . .0,5 daN/cm², întîlnindu-se însă și cazuri de nisipuri îndesate cu pietrișuri la care coeziunea de încleștare înregistrează valori ridicate de cca 1 . . .2 daN/cm².

TABELUL 3.2

SEMNIFICAȚIA COEFICIENȚILOR DE CORECȚIE θ_1, θ_2, θ_3 ȘI θ_4

Caracteristica nisipurilor și pietrișurilor	Coeficienții de corecție
Gradul de rotunjire	
Granule slab rotunjite	+1
Rotunjirea medie	0
Granule rotunjite	θ_1 −3
Rotunjire foarte bună	−5
Mărimea granulelor	
Nisipuri	0
Pietrișuri mici	θ_2 +1
Pietrișuri medii și grosiere	+2
Gradul de uniformitate	
Nisipuri foarte uniforme	−3
Uniformitate medie	θ_3 0
Nisipuri foarte neuniforme	+3
Gradul de îndesare	
Afînarea accentuată	−6
Îndesare medie	θ_4 0
Îndesare foarte accentuată	+6

În legătură cu influența formei granulelor, a gradului de neuniformitate și stării de îndesare asupra valorilor de vîrf ale unghiurilor de frecare interioară se mai pot avea în vedere recomandările lui H o l z și G i b b s prezentate în tabelul 3.3 ([22]).

TABELUL 3.3

INFLUENȚA FORMEI GRANULELOR, A GRADULUI DE NEUNIFORMITATE ȘI STĂRII DE ÎNDESARE ASUPRA VALORILOR DE VÎRF ALE UNGHIURILOR DE FRECARE INTERIOARĂ

Forma și gradul de neuniformitate	Starea afînată	Stare îndesată
Nisipuri rotunjite uniforme	30°	37°
Nisipuri rotunjite neuniforme	34°	40°
Nisipuri angulare uniforme	35°	43°
Nisipuri angulare neuniforme	39°	45°

Referitor la încercările pentru determinarea caracteristicilor de tăiere se pot arăta în continuare o serie de aspecte utile de luat în considerare la studiile inginero-geologice ([22]) :

1. Prin tăierile directe, unghiul de frecare interioară rezultă în medie cu cca 2° mai mare față de cel ce se obține prin încercările triaxiale, mai ales în cazul nisipurilor îndesate (T a y l o r, 1939).

2. Înfăşurătoarea cercurilor lui Mohr obţinută la încercările cu triaxialul se poate asimila cu dreapta lui Coulomb pentru presiuni mai mici de 7 daN/cm².

3. Este posibilă determinarea indirectă a unghiurilor de frecare interioară prin penetrări dinamice standard, urmînd a se folosi în acest scop graficul din figura 3.8 (60).

4. Variaţia unghiurilor de frecare reziduale, în condiţiile de vîrf pentru nisipurile în stare de îndesare medie şi ridicată se poate aprecia, la fazele de proiectare preliminare, în funcţie de datele arătate în tabelul 3.4 (22).

TABELUL 3.4

VALORILE MEDII ALE UNGHIURILOR DE FRECARE INTERIOARĂ

Tipul de nisipuri	Unghiul de frecare interioară, în °		
	Valoare reziduală	Valoarea de vîrf	
		Îndesare medie	Îndesare ridicată
Nisipuri prăfoase	26...30	28...32	30...34
Nisipuri fine medii uniforme	26...30	30...34	32...36
Nisipuri neuniforme	30...34	34...40	38...46
Nisipuri cu pietrişuri	32...36	36...42	30...48

Valorile de vîrf ale unghiurilor de frecare interioară la pămînturile necoezive se utilizează de obicei în cazul unor solicitări reduse, iar cele reziduale atunci cînd acţionează presiuni ridicate.

3.6. REZISTENŢA LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR COEZIVE. VALORI UZUALE

Conform teoriei lui Coulomb, rezistenţa la tăiere a pămînturilor coezive este dată de relaţia 3.2 din care rezultă că aceasta este condiţionată de presiunea verticală σ asupra planului de tăiere, unghiul interior de frecare Φ şi coeziunea c.

La o serie de pămînturi situaţia este însă mai complexă, fiind necesare în această privinţă anumite consideraţii la rezolvarea problemelor de stabilitate a pămînturilor.

Relaţia 3.2 este valabilă în general pentru argilele tari.

La majoritatea pămînturilor coezive plastice însă, consistenţa variabilă determinată de umiditate, influenţează caracteristicile Φ şi c mai

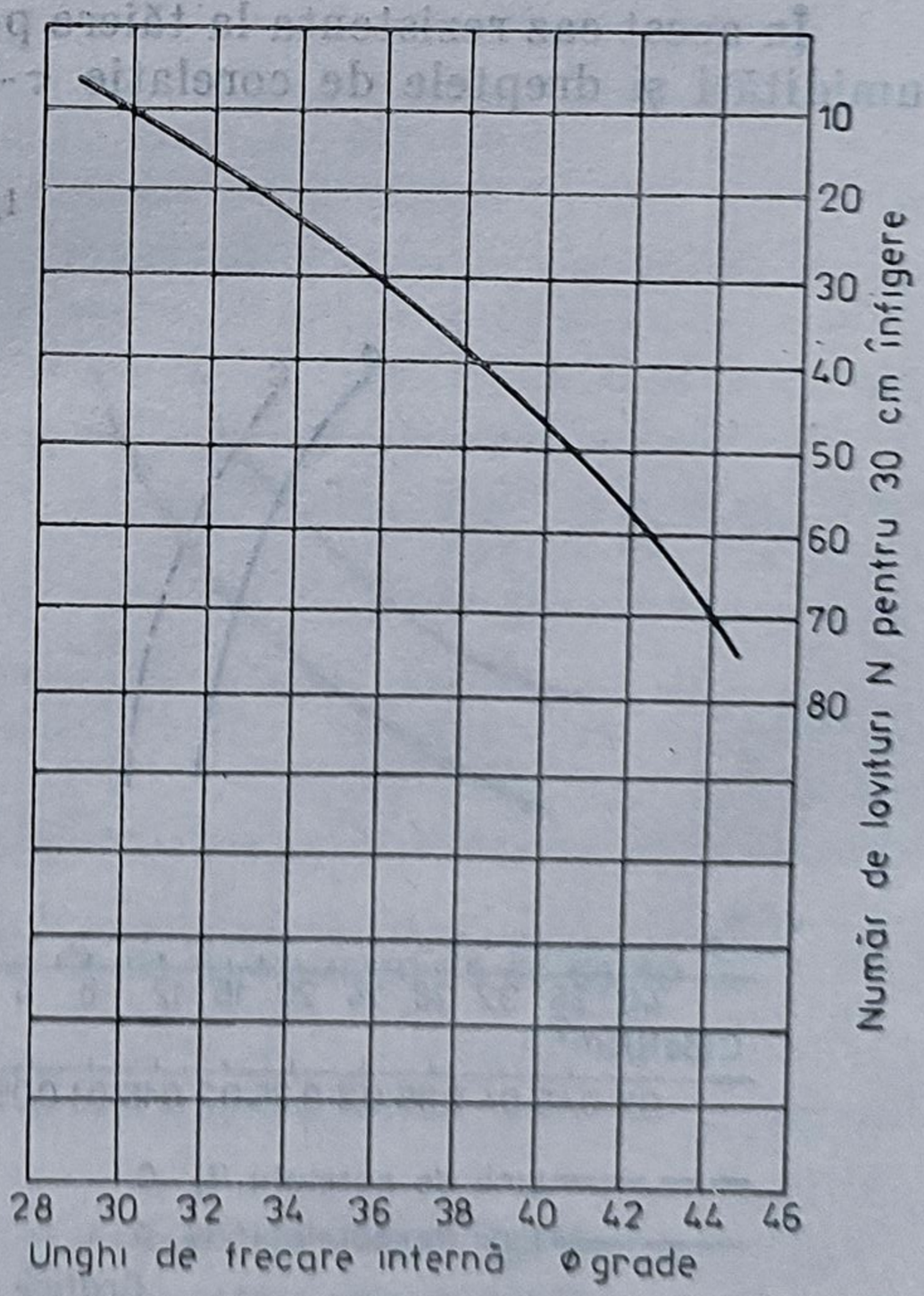


Fig. 3.8 — Grafic pentru determinarea caracteristicilor de tăiere în funcţie de încercările de penetrare dinamică standard

mult decît presiunea asupra planului de tăiere, mai ales în cazul determinării acestora prin încercări neconsolidate-nedrenate sau consolidate-nedrenate.

În această situaţie, pentru a se pune în evidenţă influenţa umidităţii asupra caracteristicilor de tăiere, în formula 3.2 a lui Coulomb, Φ şi c se pot prevede cu indicele „w", adică :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi_w + c_w \qquad (3.14)$$

Această influenţă importantă a umidităţii, independent de cea a presiunii asupra planului de tăiere, a fost pusă în evidenţă de cca 20 000 date de laborator obţinute la I.S.P.I.F. pentru prafuri argiloase aluvionare, argile prăfoase aluvionare şi argile prăfoase mîloase. Prin prelucrarea acestor date s-au putut întocmi grafice de corelaţie între umidităţi w, indicii de plasticitate I_p, indicii de consistenţă I_c, ungiurile de frecare interioară Φ şi coeziunile c, prezentate în figurile 3.9, 3.10 şi 3.11, care pot fi utilizate în cadrul proiectelor la faze preliminare pentru lucrările hidroameliorative din lunci (12).

Pentru evidenţierea importanţei umidităţii, H v e r s l e v (1937) propune ca rezistenţa la tăiere să fie exprimată prin următoarea formă generală (22) :

$$\tau = f(w) + f(\sigma) \qquad (3.15)$$

în care : $f(w)$ este componenta rezistenţei influenţată numai de umiditate ;
$f(\sigma)$ — componenta rezistenţei determinată numai de presiunea exercitată asupra planului de forfecare.

În acest caz rezistenţa la tăiere pentru un pămînt se efectuează la diferite umidităţi şi dreptele de corelaţie $\tau - \sigma$ respective se trasează pe un acelaşi

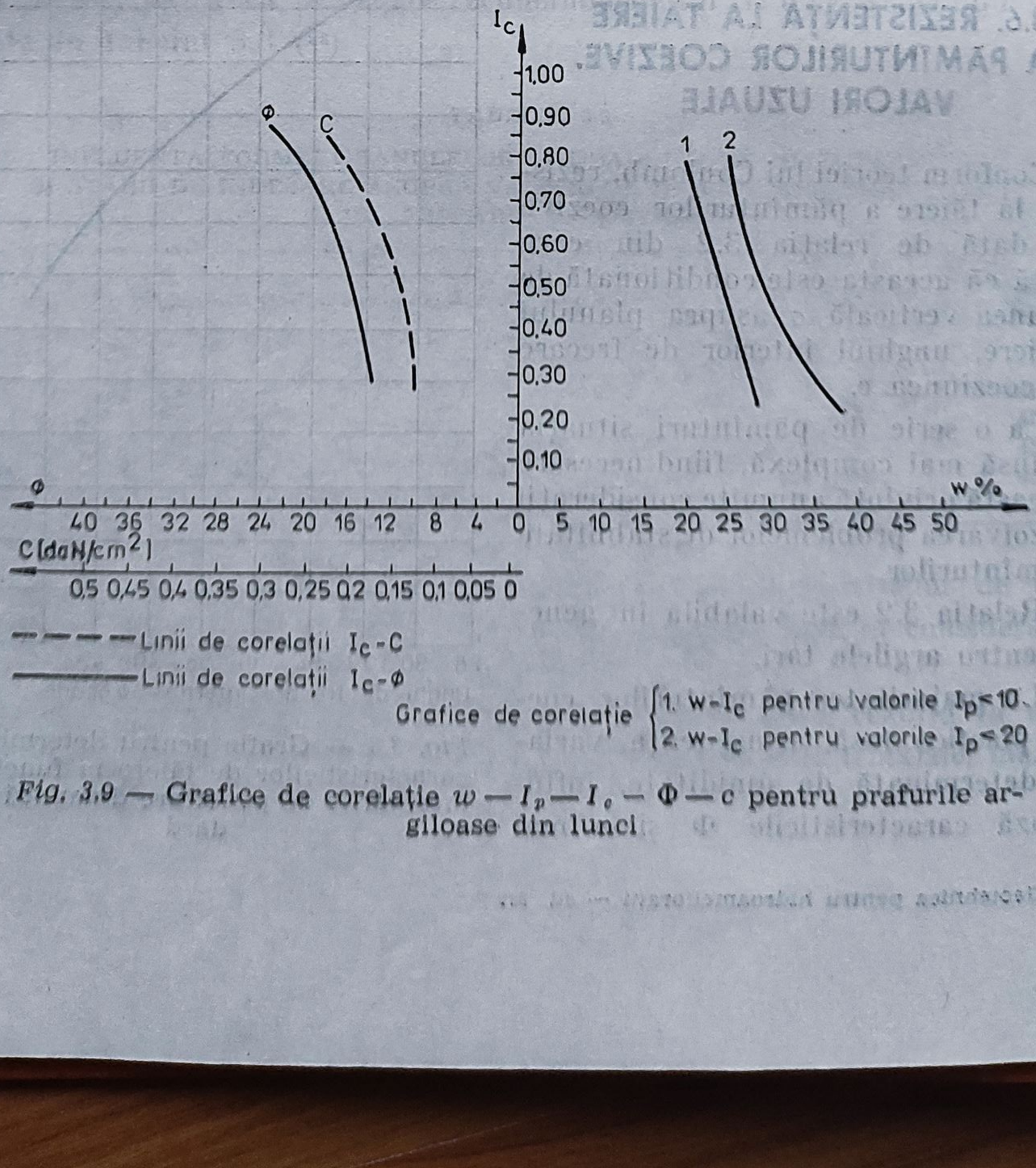


Fig. 3.9 — Grafice de corelaţie $w - I_p - I_c - \Phi - c$ pentru prafurile argiloase din lunci

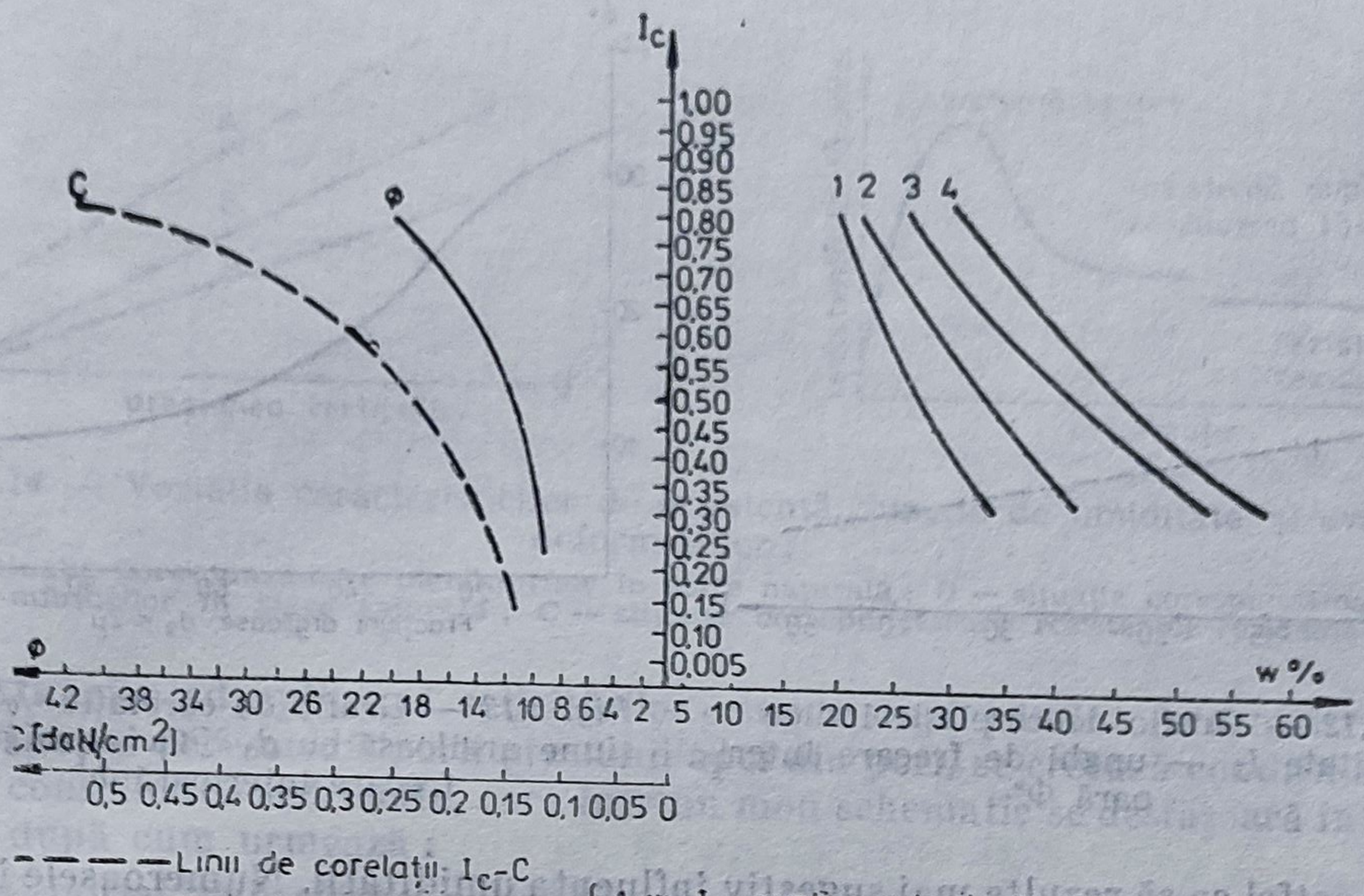


Fig. 3.10 — Grafice de corelație $w - I_p - I_c - \Phi -$ c pentru argilele prăfoase aluvionare din lunci

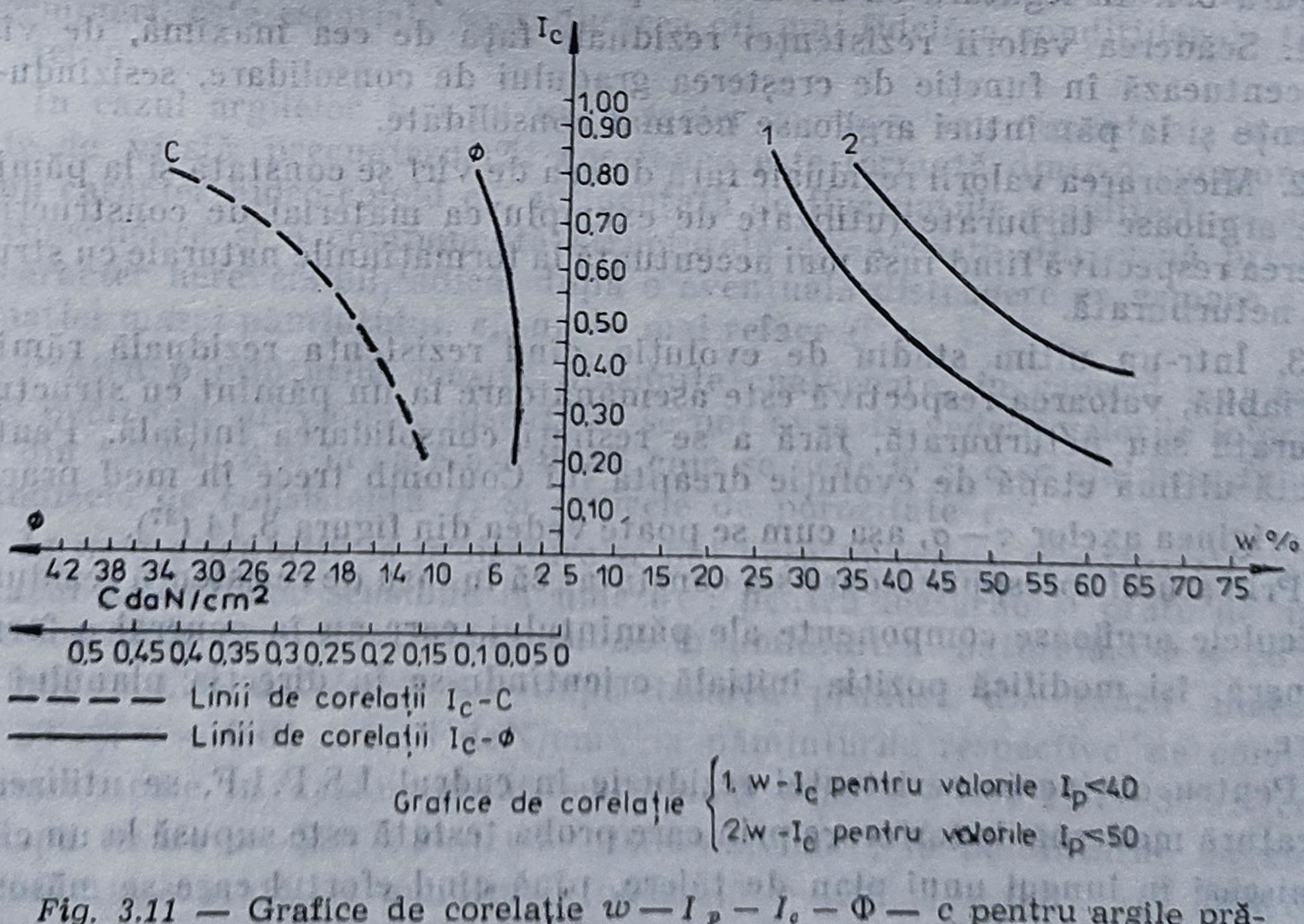


Fig. 3.11 — Grafice de corelație $w - I_p - I_c - \Phi -$ c pentru argile prăfoase mîloase

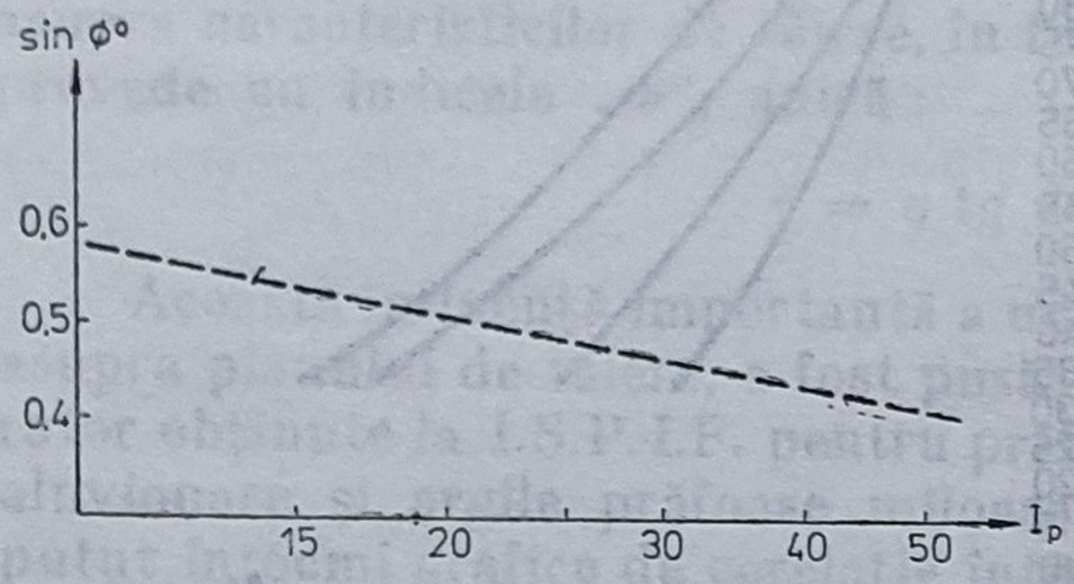


Fig. 3.12 — Grafic de corelație indice de plasticitate I_p — unghi de frecare interioară Φ°

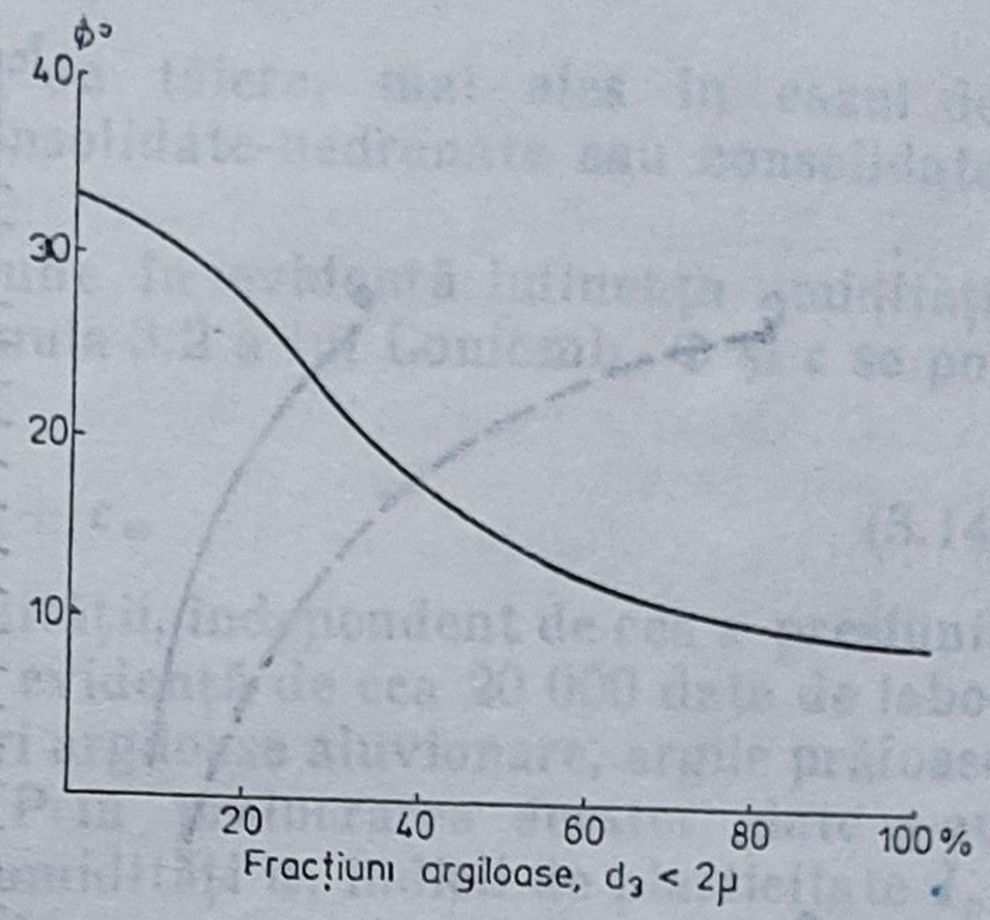


Fig. 3.13 — Grafic de corelație % fracțiune argiloasă cu $d_3 < 2\mu$ — unghi de frecare interioară Φ°

grafic astfel ca să rezulte mai sugestiv influența umidității. Numeroasele încercări efectuate după acest principiu au dus la importanta concluzie că variațiile de umiditate determină modificări ale coeziunii c și într-o mică măsură și a valorii unghiului de frecare interioară Φ. Acest unghi este în schimb influențat sensibil de argilozitatea pămîntului, așa după cum se poate vedea în graficul de corelație $\Phi - I_p$ (indicele de plasticitate) din figura 3.12 propus de Kenney și graficul de corelație Φ — conținutul de fracțiuni cu diametrul $< 2\mu$, din figura 3.13 propus de S k e m p t o n (1964) ([22]).

O noțiune importantă care trebuie avută în vedere la unele studii este rezistența la tăiere reziduală care diferă față de cea de la vîrf așa cum se vede în figura 3.4. În legătură cu aceasta se poate menționa :

1. Scăderea valorii rezistenței reziduale față de cea maximă, de vîrf, se accentuează în funcție de creșterea gradului de consolidare, sesizîndu-se diferențe și la pămînturi argiloase normal consolidate.

2. Micșorarea valorii reziduale față de cea de vîrf se constată și la pămînturile argiloase turburate (utilizate de exemplu ca material de construcție), scăderea respectivă fiind însă mai accentuată la formațiunile naturale cu structură neturburată.

3. Într-un ultim stadiu de evoluție, cînd rezistența reziduală rămîne invariabilă, valoarea respectivă este asemănătoare la un pămînt cu structura turburată sau neturburată, fără a se resimți consolidarea inițială. Pentru această ultimă etapă de evoluție dreapta lui Coulomb trece în mod practic prin originea axelor $\tau - \sigma$, așa cum se poate vedea din figura 3.14 ([37]).

Prin studii corespunzătoare s-a constatat că în faza de rezistență reziduală particulele argiloase componente ale pămîntului, care au în general o formă laminară, își modifică poziția inițială orientîndu-se în direcția planului de tăiere.

Pentru obținerea rezistenței reziduale în cadrul I.S.P.I.F. se utilizează aparatură modernă de forfecare prin care proba testată este supusă la un ciclu de mișcări în lungul unui plan de tăiere, pînă cînd efortul care se măsoară continuu rămîne constant.

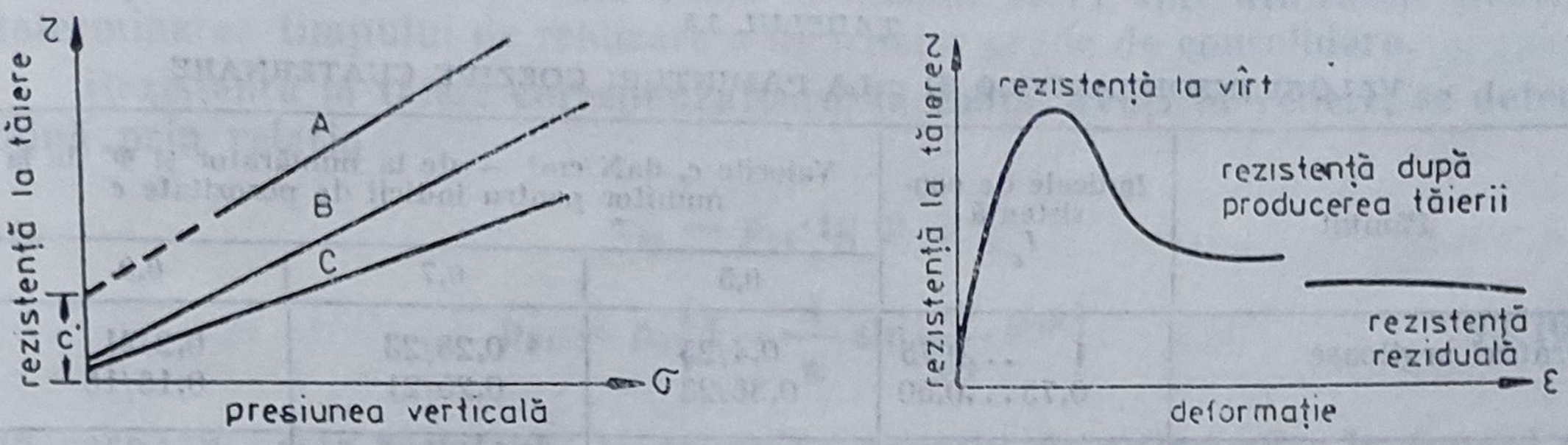


Fig. 3.14 — Variația caracteristicilor de rezistență, funcție de umiditate și evoluția deformațiilor :

A — situație corespunzătoare pămînturilor în stare naturală ; *B* — situație corespunzătoare pămînturilor în stare saturată ; *C* — situație corespunzătoare rezistenței reziduale

Atunci cînd aplicarea solicitărilor asupra unui pămînt este mai rapidă decît timpul necesar disipării presiunii apei din pori, se creează condițiile unei tăieri consolidate-nedrenate, care într-un mod schematic se desfășoară în laborator după cum urmează :

— inițial, sub efectul solicitărilor verticale la forfecările directe, sau ale tensorului la experiențele cu triaxialul proba se comprimă și se favorizează creșterea rezistenței la frecare între granulele de pămînt ;

— în paralel cu comprimarea pămîntului se produce însă și creșterea presiunii neutre cu efect negativ asupra celei efective, adică a celei preluate de scheletul mineral al pămîntului ;

— în final, independent de creșterea solicitărilor, rezistența la cedare a pămîntului scade, așa după cum reiese clar din rezultatele a numeroase încercări de laborator.

Trebuie menționat că la efectuarea unor studii, care necesită astfel de determinări, este esențială reproducerea cît mai fidelă a condițiilor de tăiere din teren.

În cazul argilelor tari cu un caracter marnos, sau cimentate, în mare parte de vîrstă precuaternară, coeziunea este formată dintr-o componentă cu un caracter hidro-coloid c_w, influențată de fluctuațiile umidității — stării de consolidare și o componentă structurală c_s. Aceasta din urmă prezintă un caracter nereversibil, adică, după o eventuală distrugere ca urmare a deformației masei pămîntului, c_s, nu se mai reface ([25]).

Pentru pămînturile coezive obișnuite cuaternare, în general mai rezistente decît cele aluvionare discutate, se pot avea în vedere valorile informative din tabelul 3.5, la care așa după cum se vede Φ și c se stabilesc funcție de indicele de consistență I_c și indicele de porozitate e.

În mod orientativ la proiectare se pot avea în vedere următoarele valori în cazul depozitelor sensibile la umezire : pentru loesurile și prafurile argiloase loessoide pronunțat compresibile la umiditatea naturală, $\Phi = 28°$ și $c = 0{,}07 \ldots 0{,}25$ daN/cm², iar după tasarea produsă din cauza umezirii $\Phi = 23°$ și $c = 0{,}01 \ldots 0{,}18$ daN/cm², la pămînturile respective de compresibilitate medie, în cazul umidității naturale $\Phi = 30°$ și $c = 0{,}2 \ldots 0{,}3$ daN/cm², iar după tasare $\Phi = 25°$ și $c = 0{,}05 \ldots 0{,}30$ daN/cm² ; la pămînturile cu compresibilitate scăzută, la umiditatea naturală $\Phi = 32°$ și $c = 0{,}3 \ldots 0{,}7$ daN/cm² iar după producerea tasării $\Phi = 28°$ și $c = 0{,}2 \ldots 0{,}5$ daN/cm² ([12]).

TABELUL 3.5

VALORI INFORMATIVE Φ ŞI *c* LA PĂMÎNTURI COEZIVE CUATERNARE

Pămînt	Indicele de consistenţă I_c	Valorile *c*, daN/cm² — de la numărător şi Φ° de la numitor pentru indicii de porozitate *e*		
		0,5	0,7	0,9
Prafuri argiloase	1 ...0,75 0,75 ...0,50	0,4/25 0,36/23	0,28/23 0,25/21	0,2/21 0,16/18
Argile	1,0 ...0,75 0,75 ...0,5	— —	0,6/20 0,5/18	0,45/17 0,4/15

Notă : în cazul consistenţelor reduse vor fi utilizate graficele de la figurile 3.9 ; 2.10 ; 3.11.

3.7. VARIAŢIA CARACTERISTICILOR DE TĂIERE ÎN TIMP

Excavaţiile efectuate în anumite pămînturi coezive pot determina o decomprimare cu influenţe defavorabile asupra caracteristicilor de tăiere. Această scădere a rezistenţei este mai pronunţată, dacă procesul decomprimării straturilor este însoţit de o creştere a umidităţii. Procesul respectiv este influenţat de sarcina îndepărtată de exemplu adîncimea excavaţiilor şi în mare măsură de natura pămînturilor. În unele cazuri, la argilele contractile cu un conţinut ridicat de minerale montmorillonitice, umflarea volumului poate ajunge la 30...35%. Decomprimarea produsă, însoţită de creşterea umidităţii, determină reducerea caracteristicilor de tăiere, chiar pînă la 2...5 ori faţă de valorile iniţiale.

Deseori pămîntul degradat din suprafaţă, saturat cu apă, alunecă uşor pe taluzuri, mai ales în perioade bogate în precipitaţii, descoperindu-se suprafeţe cu alte pămînturi mai puţin degradate, la care se repetă ciclul de umflare şi scurgere.

Prin studiile geotehnice efectuate în astfel de situaţii trebuie abordate următoarele probleme :

— posibilitatea producerii fenomenelor de umflare ;
— rezistenţa pămînturilor în urma decomprimării ;
— timpul necesar producerii unor anumite variaţii de volum.

În practica noastră, la pămînturile susceptibile la umflare, se efectuează încercări de tăiere pe probe acţionate la diferite presiuni ţinute sub apă un timp oarecare. În acest fel se dă posibilitatea producerii umflării pămînturilor, diferitele stări de porozitate-umiditate rezultate la anumite perioade putînd fi corelate cu rezistenţele la tăiere.

În situaţia compactării pămînturilor, se produce un efect contrar şi anume de creştere a rezistenţei. O problemă importantă necesară a fi precizată este variaţia caracteristicilor de rezistenţă în funcţie de timp. În general, amortizarea compactării pămînturilor argiloase sub sarcină, adică consolidarea, se desfăşoară în perioade de timp îndelungate de ani sau chiar zeci de ani. Totuşi o creştere chiar redusă a caracteristicilor de tăiere poate avea deseori o mare importanţă în asigurarea stabilităţii pămînturilor.

Rezolvarea acestei probleme a consolidării pămînturilor se face în baza teoriei lui T e r z a g h i, aşa cum se va arăta la subcapitolul 15.8 „Evoluţia

în timp a tasărilor". Formula 15.30 și tabelul 15.11 sînt utilizabile pentru determinarea timpului de realizare a diferitelor grade de consolidare.

Rezistența la tăiere corespunzătoare, la timpii avuți în vedere, se determină prin relația :

$$\tau_{zt} = p_{zt} \cdot \operatorname{tg} \Phi + c$$

$$p_{zt} = p_z \left(1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2H} e^{-N}\right) \qquad (3.16)$$

în care : p_{zt} este rezistența la tăiere în punctul de adîncime z la timpul t, p_z — presiunea la adîncimea z a pămîntului în stare consolidată, iar semnificațiile H și N sînt cele arătate la explicațiile în legătură cu formula 15.30 ([25]).

Această expresie are la bază ipoteza variației în timp a presiunii neutre, a cărei semnificație a fost arătată în formula 3.3, caracteristicile de tăiere Φ și c rămînînd constante. Acest punct de vedere, cu constanta în timp a caracteristicilor de tăiere independent de creșterea compactității pămînturilor, este contestat însă de unii specialiști (mai ales de M a s l o v) care propun determinarea umidității w_t la un timp t cu formula :

$$w_t = w_{init} - (w_{init} - w_{fin}) U \qquad (3.17)$$

în care : w_t este umiditatea la timpul t ;

w_{init} — umiditatea inițială ;
w_{fin} — umiditatea finală ;
U — gradul de consolidare cu valori prezentate în tabelul 15.11.

Pentru diferiți w_t se stabilesc caracteristicile Φ și c și în consecință este posibilă determinarea rezistenței la tăiere corespunzătoare timpului t. Prin utilizarea graficelor 3.9, 3.10 și 3.11 se pot obține direct caracteristicile de tăiere la diferite umidități, iar de la caz la caz se pot programa determinări corespunzătoare de laborator.

În practică deseori se constată micșorarea cu timpul a caracteristicilor de tăiere. Dintre cercetătorii care au abordat această problemă se pot cita S k e p t o n cu exemplul zidului Kensel Green care a cedat după o perioadă îndelungată de exploatare — cca 40...50 ani, H e n k e l cu exemplul zidului de la Wood Green, C a s a g r a n d e și W i l s o n care au descris alunecările de la Canalul Panama etc.

Marea majoritate a specialiștilor : S k e m p t o n, D e L o r y, H e n k e l, P e y n i r g i o g l u, G o l d s t e i n etc., consideră că mai ales la argilele tari cercetate de aceștia, coeziunea s-a anihilat cu timpul, unghiul de frecare Φ rămînînd în schimb neschimbat. Acest punct de vedere a fost verificat și la o serie de lucrări din practica Institutului de studii și proiectări de îmbunătățiri funciare.

M a s l o v consideră în schimb că această ipoteză este exagerată. În cazul de exemplu a unor argile pur coezive, cu un unghi de frecare interioară foarte scăzut și o coeziune ridicată, presupunerea anihilării acesteia din urmă conduce la soluții inginerești neraționale : ziduri de sprijin supradimensionate, taluze exagerat de dulci etc. În baza unor cercetări îndelungate M a s l o v ajunge la concluzia că în cazul argilelor tari, așa cum s-a mai menționat anterior, coeziunea este formată din două componente : una structurală c_s și alta cu un caracter hidro-coloid c_w, anihilarea cu timpul a coeziunii afectînd

de fapt numai componenta structurală. Încercarea de laborator recomandată pentru determinarea unghiului de frecare interioară Φ și a componentei hidro-coloide a coeziunii c_w este tăierea plan pe plan.

Față de cele arătate, în normativele sovietice pentru studiile necesare proiectării barajelor, se recomandă ca valoarea unghiului de frecare interioară rezultată prin încercări de laborator să fie redüsă pînă la 80%, iar coeziunea la 30%.

În practica noastră, pentru a se lucra cu caracteristici de tăiere cît mai apropiate de realitate, se cercetează eventualele fenomene de alunecări de pe teren din zonele interesate. Același procedeu recomandă T e r z a g h i în articolul Mechanism of landslides publicat în The Geol Soc. of America, 1950. Acesta menționează că la majoritatea autostrăzilor executate în Germania înaintea celui de al doilea război mondial, proiectarea a avut în vedere adoptarea acestei metode pentru determinarea caracteristicilor de tăiere a pămînturilor. În principiu, se aleg cîte două suprafețe de alunecare pentru care se stabilesc ecuațiile condițiilor de echilibru cu coeficientul de siguranță l, în care unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea c constituie necunoscutele. Prin rezolvarea celor două sisteme de ecuații se pot determina Φ și c.

4. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR

4.1. CONSIDERAȚII GENERALE. ÎNCERCĂRILE CU EDOMETRU

Sub acțiunea încărcărilor, pămînturile suferă deformații, generate în cea mai mare parte de micșorarea golurilor dintre particulele scheletului mineral. Dacă golurile respective sînt umplute cu apă, desfășurarea tasărilor este condiționată de modul cum se produce evacuarea lichidului, așa cum se va arăta mai detailat la 15.8. În cazul nisipurilor tasările evoluează rapid datorită evacuării lesnicioase a apei din masa pămînturilor comprimate în contrast cu argilele puțin permeabile la care fenomenele respective sînt caracterizate printr-o evoluție lentă.

În vederea stabilirii unei corelații între încărcare și tasare, se pot efectua încercări de compresiune în aparatul de laborator — edometru, pe probe a căror deformații laterale sînt împiedicate. Încercările de laborator respective sînt descrise în STAS 8942-71.

Caracteristicile de compresibilitate se pot determina și prin încercări de teren în conformitate cu prevederile din STAS 8942/3-75.

Avîndu-se în vedere că tasarea este condiționată, așa cum s-a arătat anterior, numai de reducerea porozității, egalitatea dintre volumul scheletului probei în starea inițială și după efectuarea încărcării se exprimă prin relația :

$$\frac{1}{1+e_1} \cdot F \cdot h = \frac{1}{1+e_2} \cdot F \cdot (h - \Delta_h) \qquad (4.1)$$

în care : F este secțiunea probei ;
h — înălțimea probei ;
e_1 — indicele porilor inițiali ;
e_2 — indicele porilor după comprimarea probei ;
Δ_h — tasarea probei.

Din relația 4.1 rezultă :

$$\Delta_h = h\left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1}\right) \text{ și în final}$$

$$e_2 = e_1 - (1+e_1)\frac{\Delta h}{h} \qquad (4.2)$$

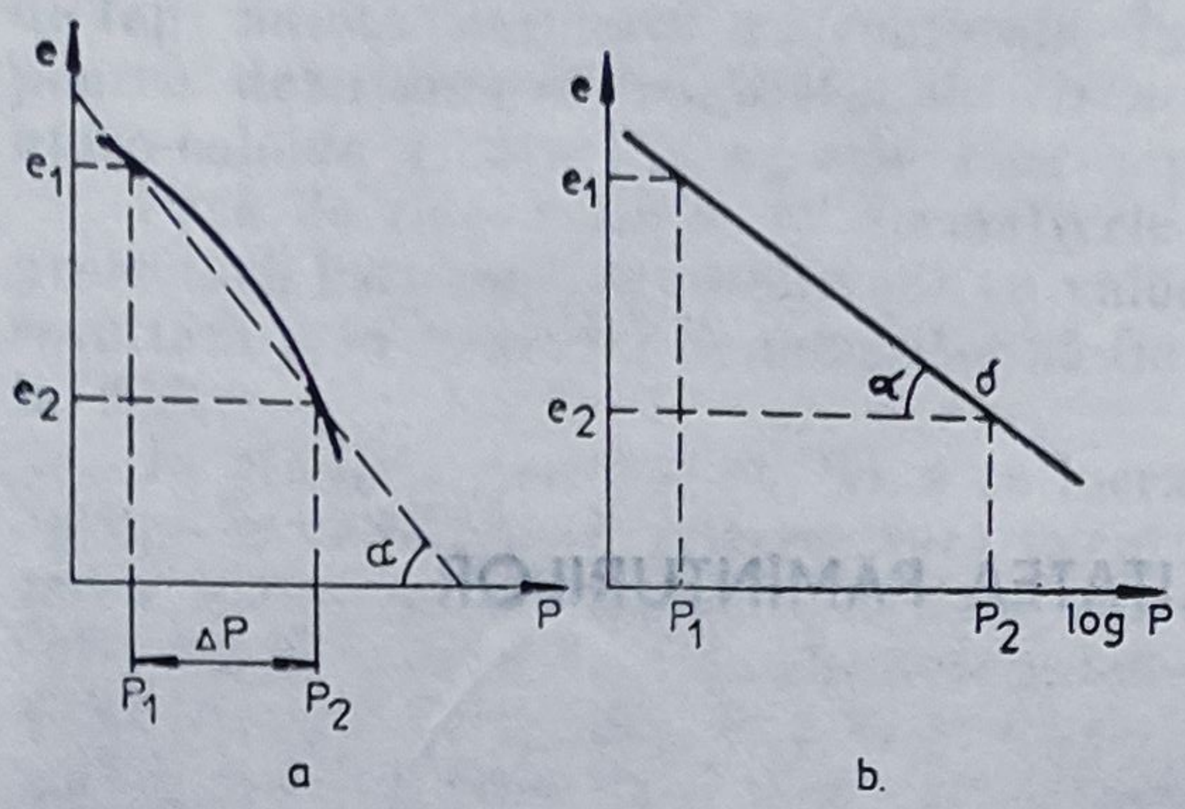


Fig. 4.1 — Linii de compresiune-porozitate

Această ultimă relație permite trasarea unei linii de corelație între presiuni și indicii de porozitate, care poartă numele de curbă de compresiune-porozitate (fig. 4.1).

Dacă porțiunea de curbă în intervalul presiunilor $p_1 \ldots p_2$ se înlocuiește printr-o linie dreaptă-coardă, așa cum se vede din figura 4.1 *a*, ecuația acestei drepte este :

$$e_2 = e_1 - \operatorname{tg}\alpha(p_2 - p_1) = \\ = e_1 - a \cdot \Delta p \qquad (4.3)$$

în care : $a = \dfrac{\Delta e}{\Delta p}$ (cm²/kg) și poartă denumirea de coeficient relativ de compresibilitate.

Valorile lui a permit aprecierea gradului general de compresibilitate a unui pămînt, în funcție de următoarele indicații : $a = 0{,}001$ cm²/kg, în cazul unor tasări mici ; $a = 0{,}01$ cm²/kg la tasări medii, posibil neuniforme și $a = 0{,}1$ la tasări mari.

Într-o reprezentare semilogaritmică, așa cum se arată în figura 4.1, *b* linia de corelație devine o dreaptă și are ecuația :

$$e_2 = e_1 - \operatorname{tg}\alpha(\log p_2 - \log p_1) = e_1 - a_0 \cdot \log \frac{p_2}{p_1} \qquad (4.4)$$

în care : $a_0 = \operatorname{tg}\alpha$(cm²/kg) și reprezintă coeficientul unghiular al dreptei purtînd denumirea de coeficient absolut de compresibilitate.

În cazul descărcării unei probe comprimate inițial, datorită elasticității pămîntului, porozitatea se reface fără a căpăta însă starea inițială, rămînînd astfel o deformație remanentă. Curba de compresiune primară a probei respective și cea de descărcare sînt arătate în figura 4.2, *a*. Prin recomprimări și decomprimări succesive ale unei probe, curbele respective capătă formele din figura 4.2, *b* (bucle hysteresis), din care se constată micșorarea treptată a deformațiilor remanente.

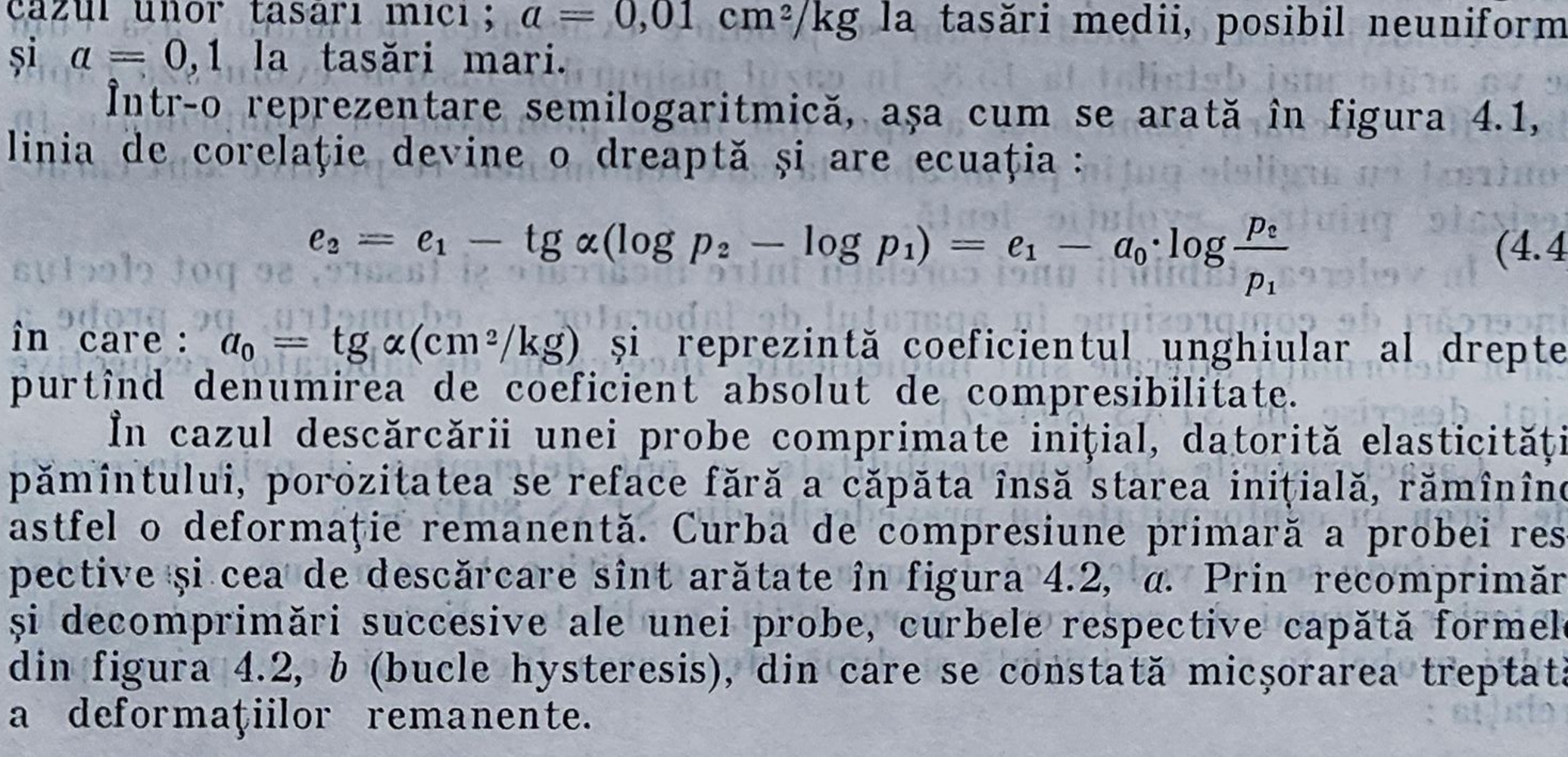


Fig. 4.2 — Exemple de curbe de compresiune și descărcare

Mărirea porozității prin descărcare se datorește în mică măsură anulării deformațiilor elastice ale particulelor solide, ea fiind provocată în primul rînd de refacerea grosimii straturilor de apă adsorbită din jurul particulelor solide care au fost reduse la comprimarea probei. Partea reversibilă a deformațiilor de compresiune este cu atît mai mare cu cît importanța straturilor adsorbite este mai pronunțată, cînd particulele sînt mai mici și au o suprafață specifică mai mare.

În punctul *b* de pe curba de reîncărcare din figura 3.2, *c*, adică în dreptul presiunii care a acționat anterior, se constată o schimbare de pantă. În acest fel eventualele puncte cu schimbări de pantă a unei curbe de compresiune denotă o încărcare anterioară suferită de terenul respectiv.

Pămînturile la care încărcarea anterioară a fost mai mare față de cea actuală la o anumită adîncime poartă denumirea de supraconsolidate, iar cele la care presiunea anterioară este egală cu cea corespunzătoare adîncimii actuale, consolidate normal.

Cunoașterea presiunii geologice de consolidare este importantă, deoarece atît timp cît eforturile totale date de construcțiile așezate pe terenul respectiv nu depășesc această valoare, deformațiile ce rezultă sînt mai mici. Pe baza acestui principiu s-au proiectate fundațiile mai multor construcții relativ importante în cadrul lucrărilor de desecare din Lunca Dunării.

În locul reprezentării arătate, a variației indicelui porilor corelată cu presiunea, rezultatele încercărilor de laborator pot fi reprezentate prin variația deformației specifice $\varepsilon_p = \frac{\Delta H}{H}$, exprimată în procente în funcție de presiune (ΔH este tasarea probei și H înălțimea). Această reprezentare este avantajoasă, deoarece utilizarea indicelui porilor este mai puțin expresivă, iar determinarea lui *e* este legată de calcule suplimentare. Curbele de compresiune-tasare în această reprezentare au același aspect ca și cele de mai sus, iar tasarea specifică pentru o anumită presiune, dă direct tasarea unui strat de un metru sub acțiunea presiunii respective ; ea este notată cu „ε_p" și poartă denumirea de tasare specifică la presiunea p.

Compresibilitatea nisipurilor depinde de starea lor de îndesare. În majoritatea cazurilor tasarea pămînturilor nisipoase în cazul unor sarcini statice este redusă și crește pronunțat la solicitări dinamice.

Compresibilitatea argilelor depinde în mare măsură de starea lor de consistență, structură și condițiile de încărcare suferite anterior de stratul respectiv. În general, se constată că în procesul de comprimare în masa pămînturilor au loc două procese cu efecte contrare ; pe de o parte, prin distrugerea structurii se slăbește rezistența, iar pe de altă parte, îndesarea treptată mărește capacitatea portantă. Afectarea arătată a structurii pămînturilor se evită însă în cazul unei încărcări lente care permite refacerea legăturilor structurale, în contrast cu situația unei încărcări rapide. În acest fel se explică rezultatele diferite, constatate între încercările de laborator cu compresibilități pronunțate favorizate de creșterea rapidă a presiunilor și tasările efective mai reduse constatate în realitate, determinate de ritmul lent de încărcare a pămîntului prin înălțarea treptată a construcțiilor. Deseori, rezultatele de laborator sînt afectate de degradare inevitabilă a structurii pămînturilor prin prelevarea de probe, neîncărcarea corespunzătoare a stanțelor cu pămînt pentru analizare etc.

După cum s-a mai menționat, evoluția tasărilor în timp este examinată la 15.8.

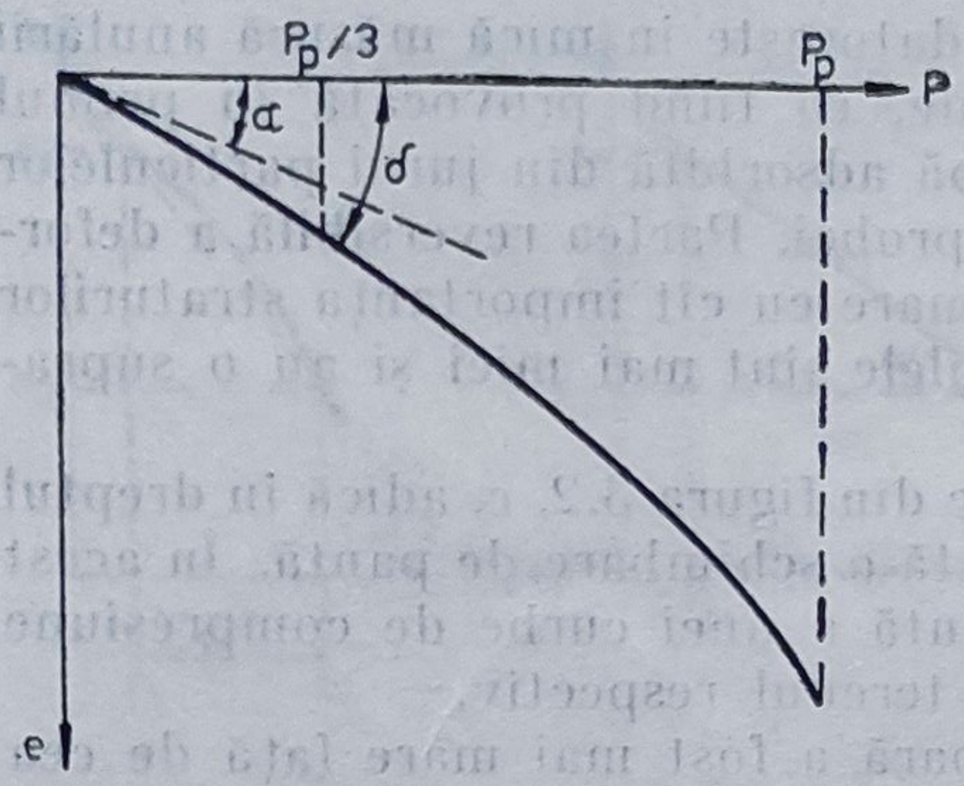


Fig. 4.3 — Curba de compresiune în cazul unei încercări monoaxiale

4.2. COMPRESIUNEA MONOAXIALĂ

În cazul pămînturilor legate, cu o coeziune mai pronunțată, se pot efectua încercări de compresiune pe probe de pămînt libere necuprinse în ștanțe, adică la care este permisă dilatarea laterală ca urmare a comprimării sub acțiunea sarcinilor verticale.

Un exemplu cu curbă de compresiune, rezultată prin încercarea de laborator respectivă, este arătată în figura 4.3.

Valoarea $E = \operatorname{ctg} \alpha$, poartă denumirea de modul de deformație.

Pentru a se evita dificultatea trasării unei tangente la curba de compresiune, se obișnuiește cîte odată ducerea unei coarde între originea axelor și punctul de intersecție a curbei de compresiune cu verticala coborîtă de pe axa orizontală în dreptul valorii $p_{p/3}$, p_p fiind sarcina de rupere a probei. Înclinarea față de abscisă a acestei coarde, așa cum se vede din figura 4.3 se notează cu δ. Valoarea $E_0 = \operatorname{ctg} \delta$ poartă denumirea de modulul de deformație liniar sau inițial ([13]).

4.3. ÎNCERCĂRILE DE COMPRESIUNE TRIAXIALĂ

Încercările de compresibilitate după toate direcțiile se efectuează cu aparatul triaxial descris la 3.4.

Deformațiile orizontale ale probei se notează prin $\varepsilon_{oriz} = \varepsilon_x = \varepsilon_y$ iar cele verticale prin ε_{vert}. Conform legii lui Hook se poate scrie:

$$\varepsilon_{vert} = \frac{\sigma_{vert}}{E} - \frac{2 \cdot \nu}{E} \sigma_{oriz}; \qquad \varepsilon_{oriz} = \frac{\sigma_{oriz}}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_{oriz} + \sigma_{vert}) \tag{4.5}$$

și prin rezolvarea acestor ecuații se obțin relațiile:

$$E = \frac{(\sigma_{vert} + 2\,\sigma_{oriz})(\sigma_{vert} - \sigma_{oriz})}{\sigma_{oriz}(\varepsilon_{vert} - 2\,\varepsilon_{oriz}) + \sigma_{vert} \cdot \varepsilon_{vert}} \tag{4.6}$$

$$\nu = \frac{\sigma_{oriz} \cdot \varepsilon_{vert} - \sigma_{vert} \cdot \varepsilon_{oriz}}{\sigma_{oriz}(\varepsilon_{vert} - 2\,\varepsilon_{oriz}) + \sigma_{vert} \cdot \varepsilon_{vert}} \tag{4.7}$$

în care:

ν este coeficientul lui Poisson, examinat la 15.4.

În acest fel rezultă că prin experiențele cu aparatul triaxial, în funcție de deformațiile orizontale și verticale, cu formulele prezentate, se pot determina modulul de deformație și coeficientul lui Poisson. Față de mijloacele de laborator avute pînă în prezent la dispoziție, se poate considera că determinarea caracteristicilor de compresibilitate cu aparatul triaxial este preferabilă altor metode de încercare.

Dacă sub o fundație se imaginează o coloană de pămînt, denumită sugestiv coloana portantă, asupra suprafeței sale laterale acționează eforturile σ_x, arătate în figura 4.4, *a*, produse ca urmare a tendinței de umflare

a pămîntului comprimat prin construcţie. În această situaţie coloana portantă lucrează în condiţii oarecum similare celor create în aparatul triaxial, la care apa din camera de presiune opune rezistenţă deformării laterale a probei. Situaţii diferite au loc la experimentările cu edometru, la care deformaţiile laterale sînt oprite prin ştanţele în care se introduc probele şi la încercările de compresiune monoaxiale cu deformare laterală liberă ([12]).

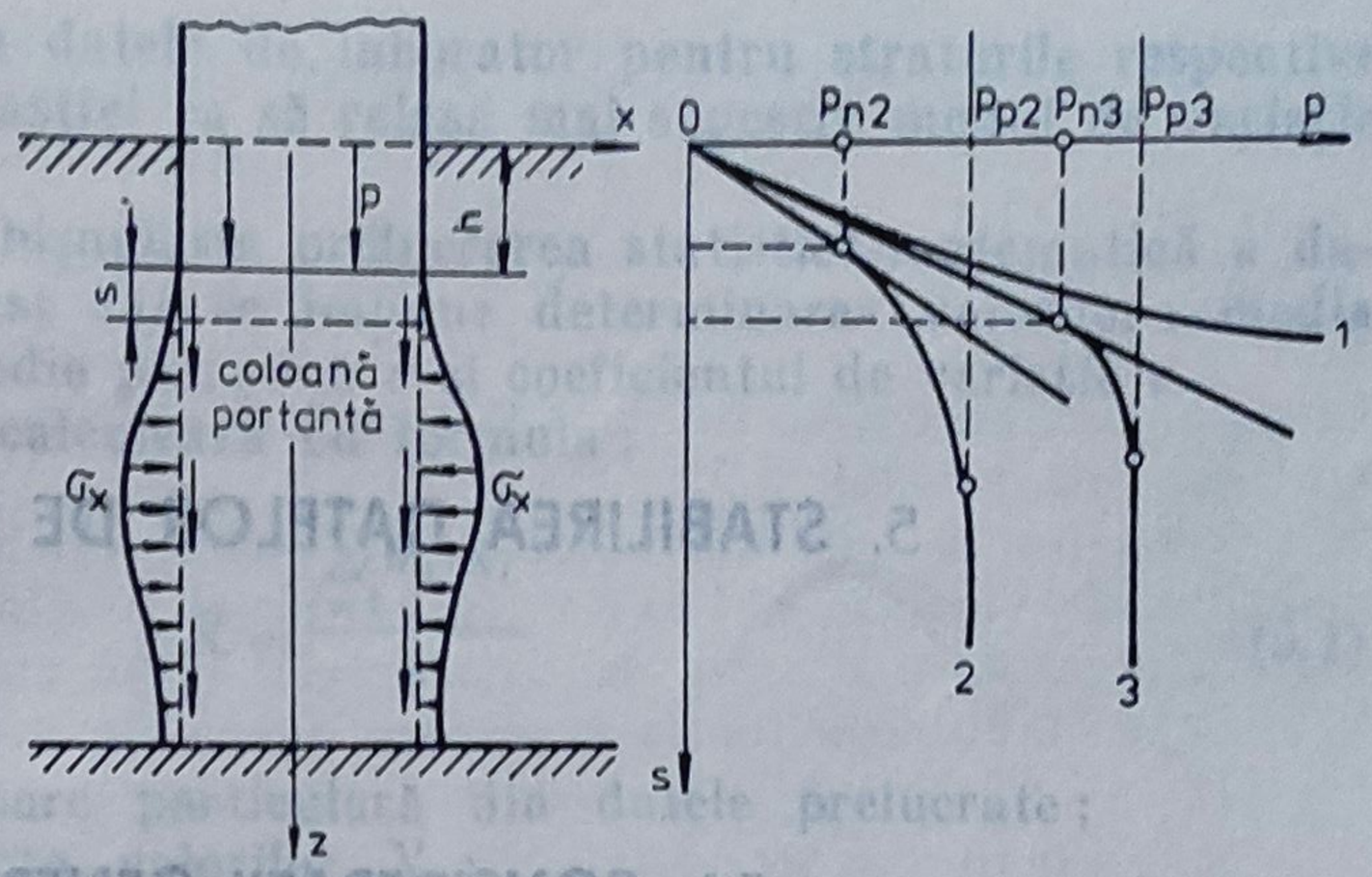
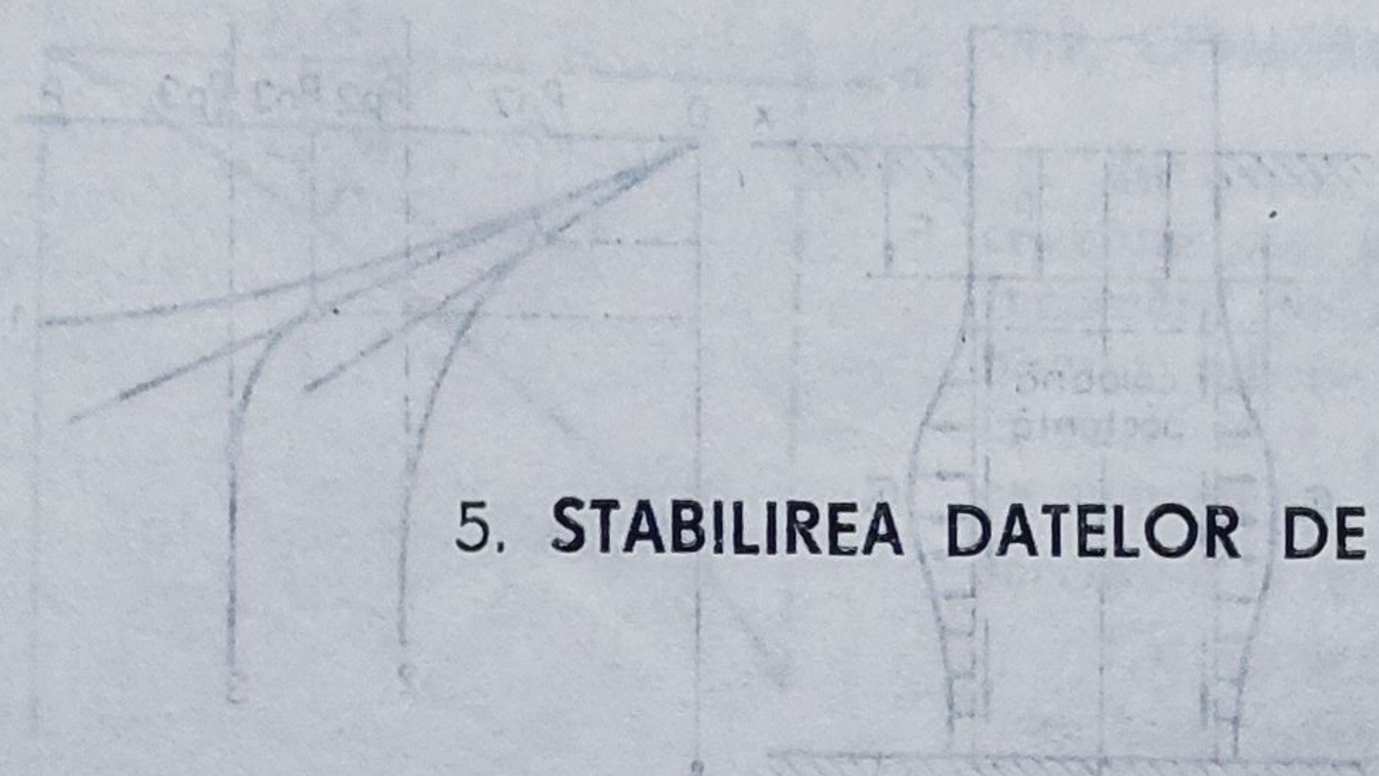


Fig. 4.4 — Deformaţiile verticale funcţie de condiţiile laterale de lucru :
a — coloana portantă ; *b* — trei exemple de grafice compresiune-tasare ; *1* — probe comprimate în ştanţe ; *2* — probe libere la compresiune monoaxială ; *3* — tasarea coloanei portante

Diferenţa comportării probelor analizate în ştanţe şi a celor libere, faţă de situaţia reală a pămîntului de sub fundaţie, se vede din figura 4.4, *b*.

Faţă de cele arătate, unii autori susţin necesitatea efectuării unor încercări la scară mare pe teren cu plăci încărcate în mod corespunzător.

În concluzie, se poate arăta că pînă în prezent problema determinării în laborator a caracteristicilor de compresibilitate nu este rezolvată încă în mod corespunzător şi cercetători din toată lumea efectuează în această direcţie studii corespunzătoare.



5. STABILIREA DATELOR DE CALCUL

5.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Stabilirea caracteristicilor de calcul geotehnice constituie o problemă complexă a cărei rezolvare nu este condiționată numai de culegerea automată a unor date de laborator și prelucrarea lor cu anumite metode.

În această privință se impune un discernămînt deosebit în stabilirea situației geologice și culegerea de date corespunzătoare pentru fiecare complex de pămînt studiat. Deseori, în cadrul unui strat sau chiar a aceleiași probe se întîlnesc varietăți litologice diferite de masa predominantă a pămîntului respectiv, care impun renunțarea la anumite date pentru a nu fi obținute valori medii necorespunzătoare. Astfel, fiecare probă de pămînt trebuie examinată complex de la simpla observare litologică, care este deseori concludentă, la cercetarea mai multor indici geotehnici, pentru ca să existe certitudinea utilizării de date primare corespunzătoare. Fără a se subestima sub nici o formă aportul deosebit al metodelor statistice matematice la stabilirea caracteristicilor de calcul, trebuie înțeles și rolul important al inginerului geolog. Acesta trebuie să analizeze judicios datele obținute prin prelucrări, fiind nevoit în anumite situații bine motivate, să renunțe la unele valori și să intervină cu corecturi, impuse fie de variația lor în timp, fie de complexitatea deosebită în unele cazuri a situație inginero-geologice.

Părerile de mai sus, justificate de o practică îndelungată sînt susținute de o serie de cercetători, inclusiv T o m l i n s o n, care scrie textual: „În aprecierea rezultatelor încercărilor este necesară o contribuție considerabilă a bunului simț și a experienței practice, pentru a se stabili cît preț se poate pune pe datele obținute și care dintre ele trebuie lăsate la o parte, acolo unde este cazul. Este periculos să se acorde o încredere oarbă datelor de laborator, mai cu seamă atunci cînd sînt puține la număr. Ele trebuie analizate atent în paralel cu fișele de foraj și cu alte observații efectuate pe teren, iar toate evaluările de presiuni admisibile sau de alte elemente de calcul și proiectare care se obțin pe baza lor trebuie verificate pe cît posibil cu experiența anterioară".

5.2. MODUL DE STABILIRE A DATELOR DE CALCUL

Prima operație necesară în legătură cu stabilirea datelor de calcul este subîmpărțirea pămînturilor prospectate în strate inginero-geologice caracterizate prin proprietăți asemănătoare, denumite în GOST 20522-75 — Ediția oficială, elemente inginero-geologice.

Este recomandabil ca datele de laborator pentru straturile respective să fie reprezentate grafic astfel ca să reiasă mai sugestiv modul de variație a valorilor analizate.

În ultimul timp se obișnuiește prelucrarea statistică-matematică a datelor respective și în acest caz se impune determinarea valorilor: media aritmetică $\overline{X}$, abaterea medie pătratică σ și coeficientul de variație v.

Media aritmetică se calculează cu formula:

$$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot X_i}{n} \tag{5.1}$$

în care:

X_i reprezintă o valoare particulară din datele prelucrate;
m_i — frecvența valorilor X_i;
n — numărul total al datelor prelucrate.

Abaterea medie pătratică σ și coeficientul de variație v se calculează cu formulele:

$$\sigma = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} m_i(\overline{X} - X_i)^2}}{n} \quad \text{și} \tag{5.2}$$

$$v = \frac{\sigma}{\overline{X}} \tag{5.3}$$

Mersul operațiunilor cu formulele 5.1...5.3 reiese clar din prelucrarea umidităților w, arătate în coloana 1 din tabelul 5.1.

TABELUL 5.1

DETERMINAREA MEDIEI ARITMETICE, A ABATERII MEDII PATRATICE ȘI COEFICIENTULUI DE VARIAȚIE PENTRU VALORILE W DIN COLOANA I

W %	m_i	W_i mi	$W-\overline{W}$	$(W-\overline{W})^2$	$(W-\overline{W})^2 \cdot m_i$
26	1	26	−10	100	100
27	2	54	− 9	81	162
30	1	30	− 6	36	36
32	3	96	− 4	16	48
33	3	99	− 3	9	27
34	2	68	− 2	4	8
35	6	210	− 1	1	6
36	8	288	0	0	0
37	6	222	1	1	6
38	2	76	2	4	8
39	5	195	3	9	45
40	3	120	4	16	48
43	1	43	7	49	49
46	1	46	10	100	100
47	1	47	11	121	121
Σ	45	1 620	—	—	764

$$\overline{W} = \frac{1\,620}{45} = 36\%\ ;\ \sigma = \sqrt{\frac{764}{45}} = 4{,}12\%\ ;\quad v = \frac{4{,}12}{36} = 11{,}4\%.$$

Notă: În formula 5.2. în cazul unui număr de date $n<30$, la numitorul expresiei de sub radical, în loc de n se pune $n-1$.

Valorile de calcul se pot determina cu formulele

$$X_{calc} = \bar{X} \pm \frac{t_\alpha \cdot \sigma}{\sqrt{n-1}} \quad \text{pentru } n < 30 \tag{5.4}$$

$$X_{calc} = \bar{X} \pm \frac{t_\alpha \cdot \sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{pentru } n > 30 \tag{5.5}$$

în care : semnificaţiile lui $\bar{X}$, σ şi n au fost arătate anterior, iar valorile lui t_α sînt date în tabelul 5.3.

Referitor la caracterizarea pămînturilor din punct de vedere al coeficientului de variaţie v, I l i e v în buletinul 13 din 1964 al Institutului Geologic Bulgar face o serie de consideraţii după cum urmează :

— $v < 0{,}10$ referitor la greutatea specifică, greutatea volumică şi porozitatea denotă o neuniformitate redusă ;

— $v = 0{,}10 \ldots 0{,}20$ referitor la umiditate, limitele de plasticitate şi unghiul de frecare interioară a pămînturilor argiloase denotă o neuniformitate medie ; idem în cazul unghiului de frecare interioară al nisipurilor.

În GOST 20522-75 se precizează că în cadrul stratelor inginero-geologice delimitate, caracterizate prin proprietăţi asemănătoare (elemente inginero-geologice), coeficientul de variaţie v pentru porozitate şi umiditate, trebuie să fie mai mic de 0,15, iar pentru modulul de deformaţie şi rezistenţa la tăiere, 0,30. În caz contrar, stratul respectiv (elementul inginero-geologic), trebuie revăzut, astfel ca în cadrul secţiunii sale mai reduse să fie respectată condiţia arătată referitoare la coeficientul de variaţie v.

În cadrul fiecărui element inginero-geologic, o serie de probe cu valori maxime şi minime nu se iau în considerare şi anume acelea pentru care nu se respectă relaţia :

$$(\bar{X} - X_i) < \nu \cdot \sigma_s \tag{5.6}$$

în care :

$\bar{X}$ este valoarea dată de formula 5.1 ;

ν — criteriul statistic prezentat în tabelul 5.2 funcţie de numărul determinărilor n ;

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \cdot (\bar{X} - X_i)^2}{n}} \tag{5.7}$$

(pentru un număr de determinări $n > 25$ în loc de σ_s se poate avea în vedere valoarea σ dată de formula 5.2)

Pentru toate caracteristicile geotehnice, cu excepţia unghiului de frecare interioară Φ şi a coeziunii c, valorile normate sînt reprezentate de media aritmetică obţinută prin formula 5.1. În cazul caracteristicilor de tăiere Φ şi c prelucrarea datelor de laborator primare se face după metoda celor mai mici pătrate aplicată rezistenţei la tăiere τ, dată de formula cunoscută (3.2) : $\tau = p \cdot \operatorname{tg} \Phi + c$.

Valorile normate $\operatorname{tg} \Phi^n$ şi c^n în MPa (kgf/cm^2) se calculează cu formulele :

$$\operatorname{tg} \Phi^n = \frac{1}{\Delta}\left(n \sum_{i=1}^{n} \tau_i p_i - \sum_{i=1}^{n} \tau_i \sum_{i=1}^{n} p_i\right) \tag{5.8}$$

$$c^n = \frac{1}{\Delta}\left(\sum_{i=1}^{n} \tau_i \sum_{i=1}^{n} p_i^2 - \sum_{i=1}^{n} p_i \sum_{i=1}^{n} \tau_i p_i\right) \tag{5.9}$$

TABELUL 5.2

VALORILE CRITERIULUI STATISTIC ν PENTRU GRADUL DE ASIGURARE α=0,95

Nr. determinărilor	Valorile criteriului statistic	Nr. determinări	Valorile criteriului statistic	Nr. determinări	Valorile criteriului statistic
6	2,07	21	2,80	36	3,03
7	2,18	22	2,82	37	3,04
8	2,27	23	2,84	38	3,05
9	2,35	24	2,86	39	3,06
10	2,41	25	2,88	40	3,07
11	2,47	26	2,90	41	3,08
12	2,52	27	2,91	42	3,09
13	2,56	28	2,93	43	3,10
14	2,60	29	2,94	44	3,11
15	2,64	30	2,96	45	3,12
16	2,67	31	2,97	46	3,13
17	2,70	32	2,98	47	3,14
18	2,73	33	3,00	48	3,14
19	2,75	34	3,01	49	3,15
20	2,78	35	3,02	50	3,16

în care :

$$\Delta = n \sum_{i=1}^{n} (p_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^{n} p_i \right)^2 \qquad (5.10)$$

τ_i și p_i sînt valorile primare particulare a rezistenței la tăiere și presiunii normale ;

n — numărul de determinări τ.

Abaterea medie pătratică σ pentru toate caracteristicile pămîntului, cu excepția unghiului de frecare interioară Φ și a coeziunii c este dată de formula 5.2. Pentru caracteristicile respective, abaterea medie pătratică se obține cu expresiile :

$$\sigma = \sigma_\tau \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^{n} p_i^2} \qquad (5.11)$$

$$\sigma_{\mathrm{tg}\ \Phi} = \sigma_\tau \sqrt{\frac{n}{\Delta}} \qquad (5.12)$$

în care :

$$\sigma_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^{n} (p_i\ \mathrm{tg}\ \Phi^n + c^n - \tau_i)^2} \ ; \qquad (5.13)$$

Δ — aceeași semnificație ca în formula 5.10.

Coeficientul de siguranță s se stabilește, în funcție de coeficientul de variație al caracteristicelor, numărul determinărilor și gradul de probabilitate, după cum urmează :

$$s = \frac{1}{1 \pm \rho} \qquad (5.14)$$

în care : ρ este indicele de exactitate privind stabilirea valorilor medii a caracteristicelor, determinat cu formulele 5.16 și 5.17.

Valorile de calcul X privind unghiul de frecare interioară, coeziunea, modulul de deformație și greutatea volumică se determină cu formula :

$$X = \frac{X^n}{\gamma_s} = X^n(1 \pm \rho) \tag{5.15}$$

semnul pozitiv sau negativ adoptîndu-se în funcție de natura caracteristicii, astfel ca să rezulte valoarea cea mai acoperitoare.

Valoarea de calcul a modulului de deformație este egală cu cea normativă.

Indicele de exactitate pentru Φ și c este dat de expresia :

$$\rho = t_\alpha v \tag{5.16}$$

iar pentru celelalte caracteristici :

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot v}{\sqrt{n}} \tag{5.17}$$

în care :

t_α se determină cu ajutorul tabelului 5.3 în funcție de gradul de asigurare pentru domeniul de activitate (K) :

$K = n - 2$ în cazul caracteristicilor Φ și c ;

$K = n - 1$ la celelalte caracteristici ; n reprezintă numărul datelor prelucrate și la calculele în legătură cu caracteristicile de tăiere, n se referă la numărul total al determinărilor rezistenței la tăiere.

v = coeficient de variație determinat cu formula 5.3.

TABELUL 5.3

VALORILE COEFICIENTULUI t_α PENTRU GRADELE DE PROBABILITATE 0,85 . . . 0,99

Domeniul de activitate K	0,85	0,90	0,95	0,975	0,98	0,99
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,58	2,18	2,78	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2.01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,37	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,31	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,23	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,20	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,10	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,06	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,04	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,02	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,00	2,12	2,39

Gradul de probabilitate depinde de asigurarea admisă prin proiectare la construcțiile respective și care deseori este prevăzut în normative.

În afara metodei expusă în GOST 20522-75, în practica noastră, valorile de calcul se determină după procedeul arătat în STAS 8316-77. În paralel

cu metodele relativ complexe din GOST și STAS, pentru aprecierea valorilor de calcul la studiile pentru îmbunătățiri funciare, se mai poate utiliza procedeul mult mai expeditiv al curbei cumulative, care, așa după cum rezultă dintr-o practică îndelungată, permite obținerea de rezultate bune. Modul de lucru respectiv se va înțelege din examinarea sumară a exemplului prezentat în continuare cu determinarea valorii garantate de calcul a greutății volumice, funcție de valorile prezentate în coloana 1 din tabelul 5.4.

TABELUL 5.4

PRELUCRAREA STATISTICĂ DUPĂ METODA CURBEI CUMULATIVE A VALORILOR GREUTĂȚILOR VOLUMICE TRECUTE ÎN COLOANA 1

Valorile	Frecvența m	Frecvența în % din numărul total de probe n, %	Procente cumulate Σq
2,02	2	5	5
2,04	2	5	10
2,06	3	7,5	17,5
2,07	1	2,5	20
2,08	3	7,5	27,5
2,09	5	12,5	40
2,10	6	15	55
2,11	4	10	65
2,12	4	10	75
2,13	3	7,5	82,5
2,14	2	5	87,5
2,15	2	5	92,5
2,16	1	2,5	95
2,17	1	2,5	97,5
2,18	1	2,5	100
Total	40	100	

Cu valorile din coloana 1 a tabelului 5.4 puse pe abscisă și procentele cumulate din coloana 4 a aceluiași tabel puse pe ordonată, se construiește curba cumulativă din figura 5.1.

În tabelul 5.5 sînt prezentate procentele cumulate recomandate ca valori de calcul garantate pentru diverse grade de probabilitate, funcție de numărul de valori n avut la dispoziție.

În cazul exemplului de mai sus, pentru numărul de date $N = 40$, în tabelul 5.5 prin interpolare, corespunzător gradului de probabilitate 0,95 rezultă procentul cumulat 33,7. Din dreptul acestei valori de pe ordonata din figura 5.1 se trece o orizontală pînă la intersecția cu curba cumulativă, de unde se coboară o verticală pe abscisă unde se citește valoarea căutată a greutății volumice în stare uscată.

Trebuie subliniat, că în cazul adoptării unui grad de probabilitate mai mare de 0,85, se poate renunța

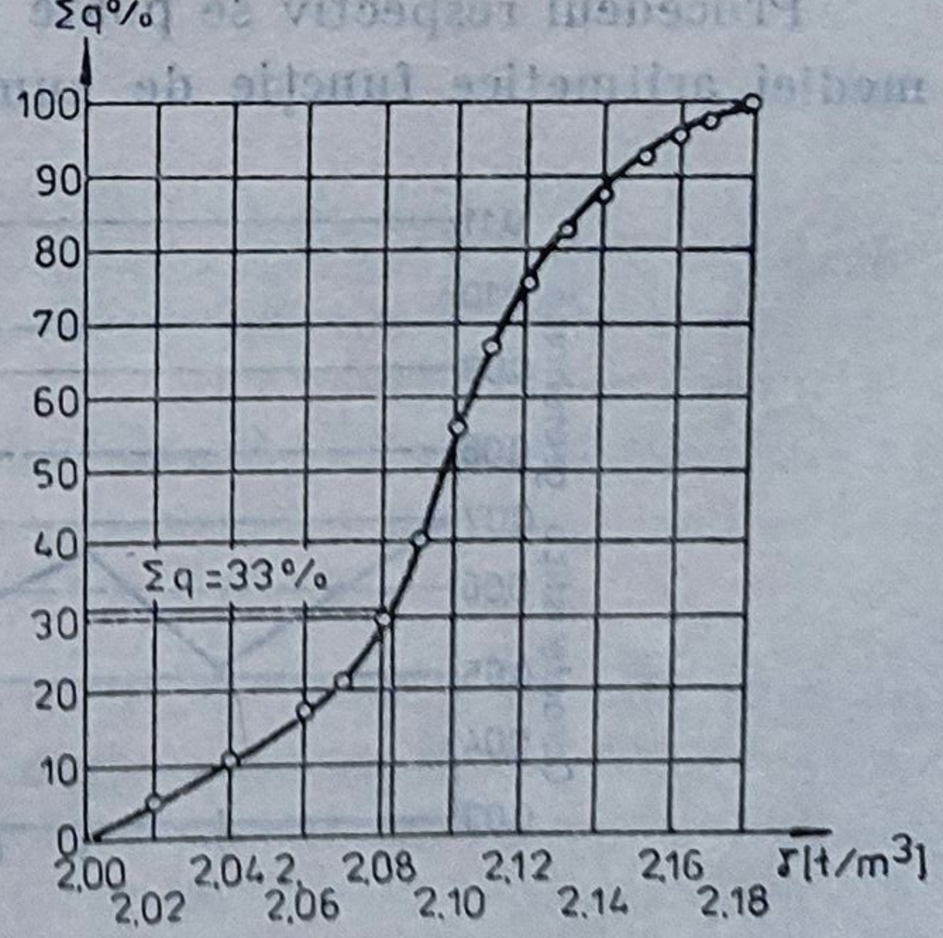


Fig. 5.1 — Curba cumulativă construită pe baza datelor din tabelul 5.4

TABELUL 5.5

VALORILE PROCENTELOR CUMULATE PENTRU DIFERITE GRADE DE PROBABILITATE

Nunmărul de date	Procentele cumulate pentru gradele de probabilitate		
	0,95	0,99	0,999
5	0	0	0
10	13,8	10	0
15	20,9	11	0
25	29,4	22	13
50	36,3	32	27
75	38,3	35	31
100	40,2	37	34

la metoda laborioasă din STAS 8316-77, aşa cum se prevede la punctul 6 din anexa A a acestui normativ, fiind astfel posibilă utilizarea procedeului mai simplu al curbei cumulative.

Este important de menţionat că prelucrările statistice utilizate trebuie efectuate numai pe probe recoltate din aceleaşi strate inginero-geologice. În această privinţă se impune un discernămînt deosebit în delimitarea stratelor inginero-geologice şi culegerea unor date de laborator corespunzătoare. Deseori, în cadrul unui strat sau chiar a aceleeaşi probe, se întîlnesc variaţii litologice faţă de masa predominantă a pămîntului respectiv, care impun renunţarea la anumite date pentru a nu fi obţinute valori medii necorespunzătoare.

Referitor la numărul de probe necesar stabilirii cît mai judicioase a datelor de laborator, se poate avea în vedere metoda Pilgunova ([25]) şi anume :

— în paralel cu analizarea fiecărei probe se determină media aritmetică a tuturor datelor ;

— numărul probei, a cărei valoare nu mai modifică sensibil media aritmetică obţinută în baza datelor anterioare, este cifra căutată, adică numărul care permite obţinerea de rezultate judicioase.

Procedeul respectiv se poate urmări în figura 5.2 care reprezintă curba mediei aritmetice funcţie de numărul de date luate în considerare. Din

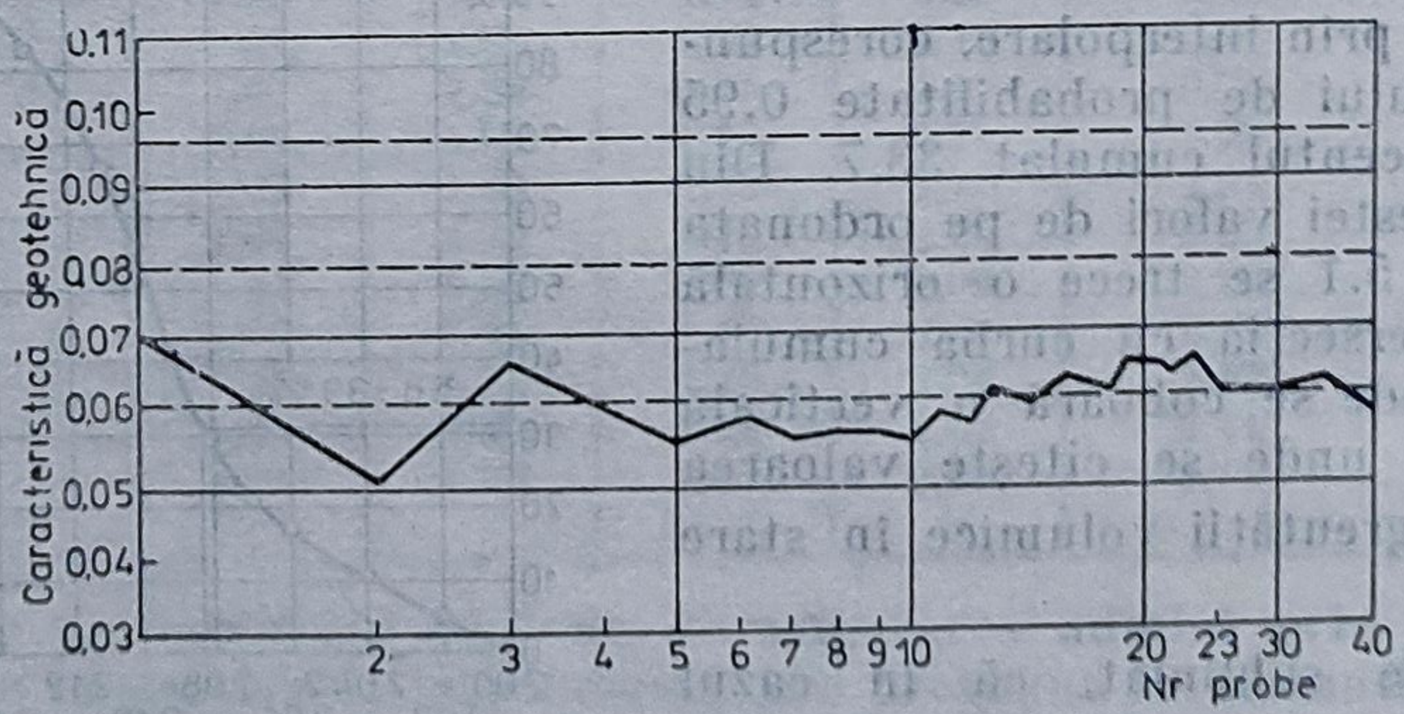


Fig. 5.2 — Variaţia curbei de variaţie a mediilor aritmetice funcţie de numărul de date prelucrate

aceasta se vede că începînd de la proba 20, noile date nu mai determină variaţia curbei mediilor aritmetice şi astfel valorile de calcul obţinute prin prelucrări statistice sînt apropiate de media aritmetică a datelor de bază luate în considerare.

Numărul recomandabil al determinărilor de laborator necesar la prelucrările statistice se mai poate stabili cu formula:

$$n = t_{\alpha}^{2} \frac{V^2}{\rho^2} \tag{5.18}$$

în care semnificaţia literelor a fost arătată în legătură cu expunerea procedeului din GOST.

În cazul analizării unui număr mai mic de probe, valorile obţinute prin prelucrări statistice pot prezenta diferenţe sensibile faţă de media aritmetică a tuturor datelor avute la dispoziţie şi în acest fel se creează riscul luării în calculele de proiectare a unor date ce conduc la soluţii neeconomice.

6. APA ÎN PĂMÎNTURI

6.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Apa, care umple parțial sau în totalitate porii pămînturilor, exercită o influență deosebită asupra proprietăților acestora. Atît apele superficiale cît și cele subterane nu sînt nici o dată pure din punct de vedere chimic și natura sărurilor solubile aflate în masa acestora influențează gradul de hidratare, dispersiunea și alte proprietăți ale pămînturilor.

În funcție de natura studiilor efectuate, în lucrările de specialitate se propun diferite sisteme de clasificare a apelor din pămînturi. În cadrul cercetărilor geotehnice, pentru înțelegerea problemelor tratate, se poate avea în vedere următoarea subîmpărțire schematică :

— apa de cristalizare și legată fizic de mineralele pămîntului ;
— vaporii ;
— apa capilară ;
— apa liberă ;
— gheața.

Despre apa de cristalizare — legată fizic —, higroscopică și peliculară, s-a vorbit la 1.6 iar cea sub formă de vapori nu face obiectul prezentei cărți.

6.2. APA CAPILARĂ

Apele conținute în porii fini dintre granulele de pămînt, aflate deasupra nivelului pînzei acvifere, se numesc capilare.

Apele respective pot fi în legătură directă cu pînzele acvifere sau suspendate față de acestea.

Înălțimea coloanei de apă capilară este dată de formula :

$$H_c = 2 \cdot \frac{\alpha}{r \cdot \gamma_w} \qquad (6.1)$$

în care : H_c este înălțimea de ridicare capilară ;

α — tensiunea superficială a cărei valoare pentru apă, la temperatura de 15°C este = 0,0735 g/cm ;

r — raza meniscului suprafeței de apă egală aproximativ cu raza tubului capilar ;

γ_w — greutatea specifică a apei.

Din această formulă rezultă că înălțimea de ascensiune capilară este invers proporțională cu raza tubului capilar.

Asupra înălțimii de ridicare capilară influențează, de asemenea, temperatura apei și anume : în paralel cu creșterea temperaturii, tensiunea superficială scade și înălțimea ascensiunii capilare se micșorează. Viteza de ascensiune a apei capilare scade în funcție de felul sărurilor dizolvate.

Deși există o mare analogie între ridicarea apei într-un tub subțire pentru care se stabilește cu ușurință teoria circulației apei și ascensiunea capilară reală, se constată totuși o serie de deosebiri între aceste două mișcări, datorită faptului, că porii din pămînturi au forme foarte diferite și neuniforme. În porii mici apa se ridică mai repede decît în cei mari, pe care deseori îi ocolește. În general, în imediata vecinătate a apelor subterane, se constată o saturație completă a pămîntului prin apa capilară. La distanțe mai mari față de pînza acviferă subterană, încep să apară pori cu aer închis în cantitate din ce în ce mai apreciabilă.

Spre deosebire de apele libere, cele capilare pot prelua importante eforturi tangențiale. În această situație, asupra pereților porilor se exercită forțe de compresiune capilară care tind să scurteze lungimea spațiilor capilare și pe de altă parte să le micșoreze secțiunea.

Prin observații s-a stabilit că înălțimea de ascensiune capilară la nisipuri este invers proporțională cu indicele porilor e și diametrul efectiv d_{10}. Unii autori propun următoarea formulă pentru stabilirea ascensiunii capilare la pămînturile nisipoase :

$$H_c = \frac{c}{e d_{10}} \quad \text{(cm)} \tag{6.2}$$

în care c este un coeficient empiric în cm², a cărui valoare variază între 0,10 și 0,50 cm².

La nisipurile fine medii valoarea înălțimii capilare (H_c) este cuprinsă între 0,10 și 0,50 m, iar la nisipurile fine între 0,50 și 2,0 m. La loessurile remaiate, constituite în cea mai mare parte din granule prăfoase, această înălțime este cuprinsă între 2,0 și 5,0 m.

Referitor la argile există diferite ipoteze : T e r z a g h i presupune că aceste pămînturi conțin numai apă capilară ; V a g e l e r consideră că apa capilară lipsește și există numai apă legată, dar cercetările recente au arătat prezența în paralel a apei capilare și celei legate. Prin calcule strict teoretice ar rezulta că înălțimea de ascensiune la argile poate să ajungă la 60 m. În realitate altfel de situații nu se întîlnesc datorită întreruperilor ce există în spațiile capilare, prezenței de pori mai mari, obstrucțiilor create de apă legată etc.

La pămînturile nisipoase, în cazul umidităților reduse, apa sub influența tensiunilor superficiale se poate concentra în dreptul punctelor de contact, formînd așa-numitele „ape de contact“ între granule.

Sub influența presiunilor capilare, particulele de nisip pot opune o oare-care rezistență eforturilor de tracțiune și alunecare. Forța de atracție dintre granule, în această situație, este determinată de coeziunea capilară. Aceasta este cauza menținerii nisipurilor umezite la taluzuri mai abrupte decît cele naturale, care ajung aproape verticale în situația unor înălțimi reduse. Tot din cauza coeziunii capilare, nisipurile umede necompactate se pot menține într-o stare de afînare pronunțată, care poate depăși cu cca 20...30% poro-

zitatea acelorași nisipuri aflate în stare uscată. Datorită valorii reduse a coeziunii capilare, afînarea respectivă se poate constata însă numai pînă la o adîncime de cca 0,50 m de la nivelul pămîntului. În astfel de cazuri este suficientă saturarea nisipului cu apă, pentru ca meniscurile în punctele de contact ale granulelor să dispară și nisipul să se compacteze pînă la porozitatea stării uscate.

În cazul pămînturilor argiloase fenomenele capilare permit explicarea contracției pămînturilor prin uscare și umflarea în contact cu apa.

Prin uscarea la suprafață a pămîntului saturat, se produce mai întîi apariția și apoi retragerea în profunzime a meniscurilor capilare. Sub efectul forțelor capilare verticale ce apar, pămîntul se contractă mai întîi vertical. Pe măsură ce evaporarea continuă, meniscurile se retrag în canalele verticale și se pot produce meniscuri în canalele orizontale, sub efectul cărora pămîntul se contractă și pe orizontală, apărînd fisuri pe suprafața terenului sub forma unei rețele poligonale neregulate. Contracția pămîntului este accentuată datorită faptului că prin uscare se pierde și o parte din apa peliculară ce învelește particulele solide. Dacă apa pătrunde în fisurile de la suprafață sau din adîncime datorită ridicării nivelului hidrostatic, se produce fenomenul invers de creștere a umidității și umflarea pămîntului. Pămîntul cu un grad mare de dispersiune și în special acela ce conține cationi de sodiu în complexul de adsorbție, suferă umflări considerabile, datorită creșterii grosimii apei capilare.

Variațiile de volum, datorită contracției și umflării pămîntului, pot fi uneori importante și se resimt pe adîncimi mai mari, care depind de natura pămîntului și de durata perioadei sale de uscare. Construcțiile fundate în zone cu variații de volum ale pămîntului pot fi afectate și astfel este necesară stabilirea zonei în care se resimt fenomenele respective pentru ca aceasta să fie depășită prin adîncimea de fundare. Un alt aspect negativ al variațiilor de volum este producerea de fisuri la suprafața terenului, prin care apa de precipitații se poate infiltra în adîncime pătrunzînd în subsolurile neizolate ale clădirilor.

6.3. CURGEREA APELOR PRIN PĂMÎNTURI. PERMEABILITATEA

Mișcarea apei în porii pămînturilor se poate produce sub influența următoarelor cauze:

— forțele de gravitație;
— presiunile exercitate la suprafața pămîntului;
— forțele capilare;
— forțele de adsorbție;
— curentul electric;
— diferențele de temperatură;
— evaporarea;
— înghețarea pămîntului;
— presiunea gazelor și vaporilor.

Traiectoriile după care se produce mișcarea apei se numesc linii de curent. Dacă liniile de curent nu se intersectează și viteza este redusă, mișcarea respectivă se numește liniară. Dacă liniile de curent se intersectează și apar vîrtejuri locale, caracterul uniform al mișcării este afectat și aceasta capătă

un caracter turbulent. Limita de viteză prin depășirea căreia mișcarea devine turbulentă, se numește viteza critică V_{cr} și ea este dată de formula :

$$V_{cr} = \frac{(0{,}01\ n)^{1/3} \cdot \nu \cdot R_c}{D} \qquad (6.3)$$

în care : ν este coeficientul de vîscozitate cinematică = 0,01 cm²/s ;
D — diametrul mediu al granulelor de pămînt, exprimat în cm ;
n — porozitatea pămîntului, în procente ;
R_c — criteriul de turbiditate, care în mod practic în cazul apelor se poate admite egal cu 2...5 pentru mișcarea laminară, 5...60 pentru cea de tranziție și >60 pentru cea turbulentă.

Permeabilitatea. Proprietatea pămînturilor de a lăsa apa să circule prin porii lor se numește permeabilitate. Calculele respective au la bază formulele stabilite de Jules Dupuit, și anume :

— cantitatea de apă scursă în unitate de timp spre un puț este $q = kiA$; la o distanță r de puț, după cum se vede în figura 6.1, suprafața A prin care apa se scurge spre puț este $2\pi rh$ și admițînd $i = dh/dr$, rezultă :

$$q = 2\pi krh\frac{dh}{dr} \quad \text{sau} \quad \frac{qdr}{r} = 2\pi khdh \qquad (6.4)$$

și în continuare :

$$q \log_e r = \frac{2\pi kh^2}{2} + c = \pi kh^2 + c. \qquad (6.5)$$

La o distanță R unde depresionarea este neglijabilă $h = H$ și deci $q \log_e R = \pi kH^2 + c$, rezultă $c = q \log_e R - \pi kH^2$; din aceste ecuații pînă la urmă se obține :

$$k = \frac{q \log_e (R/r)}{\pi(H^2 - h^2)} \text{ sau în log zecimali } k = \frac{2{,}3\ q \log_{10}(R/r)}{\pi(H^2 - h^2)} \qquad (6.6)$$

Valoarea coeficientului de filtrație depinde de mai mulți factori : compoziția granulometrică, structura și porozitatea pămînturilor, natura straturilor adsorbite, temperatura, caracterul sărurilor dizolvate în apa din pori, prezența gazelor etc.

Pentru nisipurile fine, care au diametrul efectiv cuprins între 0,1...3 mm și coeficientul de neuniformitate $\frac{d_{60}}{d_{10}} \simeq 5$, Hazen propune următoarea formulă pentru aprecierea directă a coeficientului de filtrație :

$$k = C \cdot d_{efec}(0{,}7 + 0{,}03T),\ \text{m/zi}, \qquad (6.7)$$

în care : C este coeficient empiric avînd valorile cuprinse între 800 și 1 200 pentru nisipurile fine și între 400 și 800 pentru nisipurile neuniforme argiloase ;
T — temperatura apei exprimată în grade Celsius.

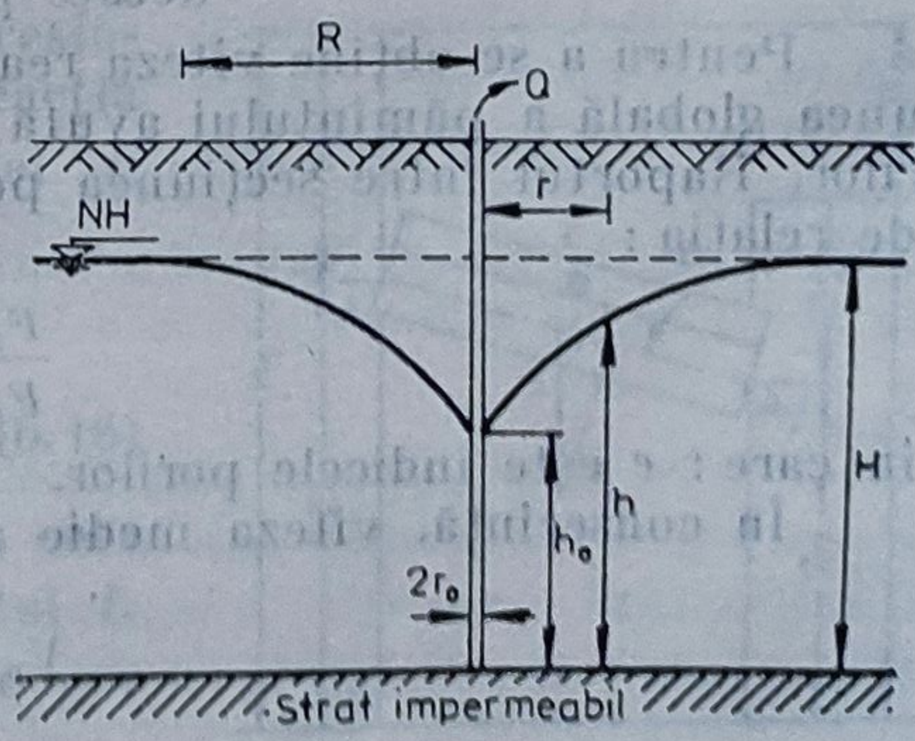


Fig. 6.1 — Schiță explicativă la formula lui J. Dupuit.

Există și alte formule de acest gen, ale lui Schlichter, Krüger,

Kozeny etc., însă prin utilizarea tuturor acestora se obţin rezultate aproximative, datorită diversităţii factorilor arătaţi anterior, care influenţează valoarea finală. Astfel, neconcordanţele în cazul utilizării formulelor lui Hazen se cuprind între 36...180%, la Krüger între 50...90% etc.

Determinarea experimentală a coeficientului de filtraţie în laborator se face în conformitate cu prevederile STAS 1913/6-76.

Rezultate mai bune în determinarea coeficienţilor de permeabilitate a pământurilor se obţin prin încercări experimentale hidrogeologice de teren, care însă nu se prezintă în această carte cu specific geotehnic.

În cele ce urmează, sînt prezentate unele valori orientative ale coeficienţilor de filtraţie pentru diferite pământuri :

Teren	*Coeficient de filtraţie k*, m/zi
— bolovăniş	200
— pietriş curat	200...100
— pietriş în masă nisipoasă	150...75
— nisip :	
nisip grosier cu pietriş	100...50
nisip grosier	75...25
nisip mediu	25...10
nisip fin	10...2
nisip fin argilos	2...1
— praf nisipos	0,7...0,2
— praf argilos	0,4...0,005
— argilă	⩽0,005

Valoarea debitului de apă Q scurs printr-o secţiune F este dată de expresia :

$$Q = k \cdot I \cdot F \tag{6.8}$$

în care : k este coeficientul de permeabilitate ;

$I = \frac{H_1 - H_2}{L}$ – gradientul hidraulic care reprezintă raportul diferenţei înălţimilor piezometrice din punctele 1 şi 2 între care curge apa, faţă de distanţele dintre aceste puncte. (6.9)

Pentru a se obţine viteza reală de curgere a apei prin pământuri, secţiunea globală a pământului avută în vedere trebuie redusă la secţiunea porilor. Raportul între secţiunea porilor F_p şi secţiunea globală F_g este dat de relaţia :

$$\frac{F_p}{F_g} = \frac{e}{1+e} \tag{6.10}$$

în care : e este indicele porilor.

În consecinţă, viteza medie a apei prin pori este :

$$V_o = V \cdot \frac{1+e}{e} \tag{6.11}$$

în care : V este viteza în acelaşi sector determinată experimental sau teoretic în conformitate cu legea lui Darcy ($V = kI$).

Cînd pămîntul este constituit din elemente grosiere și prezintă goluri mai mari, regimul de curgere devine turbulent și cantitatea de apă scursă prin secțiunea F se poate aprecia după diferite formule, printre care :

$$Q = k \cdot F \sqrt{I}. \tag{6.12}$$

6.4. FORȚA CURENTULUI. GRADIENTUL CRITIC. PRESIUNEA TOTALĂ SUB NIVELUL HIDROSTATIC

Forța curentului. O noțiune importantă în legătură cu apele subterane este forța curentului. În procesul de filtrație, apa exercită o presiune hidrodinamică asupra granulelor de pămînt pe care tinde să le antreneze în mișcare. Pentru determinarea acestei presiuni hidrodinamice se consideră ipotetic un cilindru de pămînt de lungime L cu secțiunea S, cuprins în masa unui strat acvifer pe direcția de curgere, așa cum se arată în figura 6.2. Mișcarea apei se produce sub influența gradientului hidraulic :

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L} \tag{6.13}$$

Dacă se efectuează proiecția tuturor forțelor care acționează apa în mișcare, pe axul cilindrului de pămînt, rezultă următoarele :

1. În punctul A_1, acționează greutatea coloanei de apă $h_1 \cdot S \cdot \gamma_w$, în care : $\gamma_w = 1$ este greutatea specifică a apei.

2. În punctul A_2, acționează în sens contrar, greutatea coloanei de apă $h_2 \cdot S \cdot \gamma_w$.

3. Greutatea apei din cilindru, $L \cdot S \cdot \gamma_w$, dă proiecția pe axul acestuia, $L \cdot S \cdot \gamma_w \cos \alpha$, în care : α este unghiul format de verticala cu axul cilindrului.

4. Ca urmare a mișcării apei, se produce o forță de reacție T răspîndită uniform în cilindrul considerat. Valoarea acesteia într-o secțiune este $T \cdot S$.

Egalînd cu zero proiecțiile tuturor forțelor pe axul cilindrului rezultă :

$$h_1 \cdot S \cdot \gamma_w - h_2 \cdot S \cdot \gamma_w + S \cdot L \cdot \gamma_w \cdot \cos \alpha - T \cdot L \cdot S = 0. \tag{6.14}$$

Înlocuind h_1 cu $H_1 - Z_1$ și h_2 cu $H_2 - Z_2$ și luînd în considerație că $\cos \alpha = \frac{Z_1 - Z_2}{L}$, se obține :

$$T = I \cdot \gamma_w. \tag{6.15}$$

În consecință, forța curentului — presiunea hidrodinamică D este egală cu reacția scheletului pămîntului la curgerea apei și anume :

$$D = -I \cdot \gamma_w \text{ sau } D = -I \text{ dat}$$

fiind că $\gamma_w = 1$. (6.16)

În cazul unui volum de pămînt V în care acționează un curent de apă cu gradientul I, valoarea totală a presiunii hidrodinamice are forma generală :

$$D = V \cdot I. \tag{6.17}$$

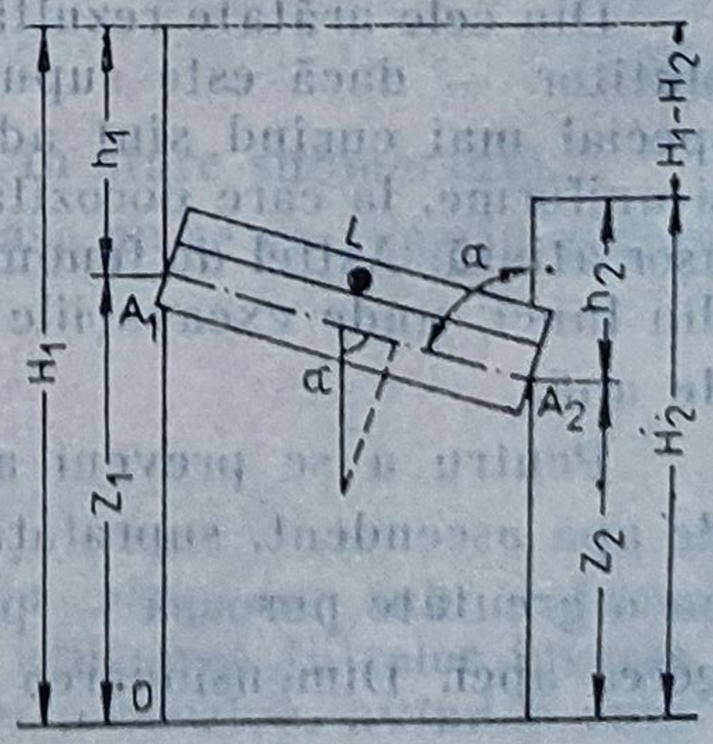


Fig. 6.2 — Schiță pentru determinarea forței curentului

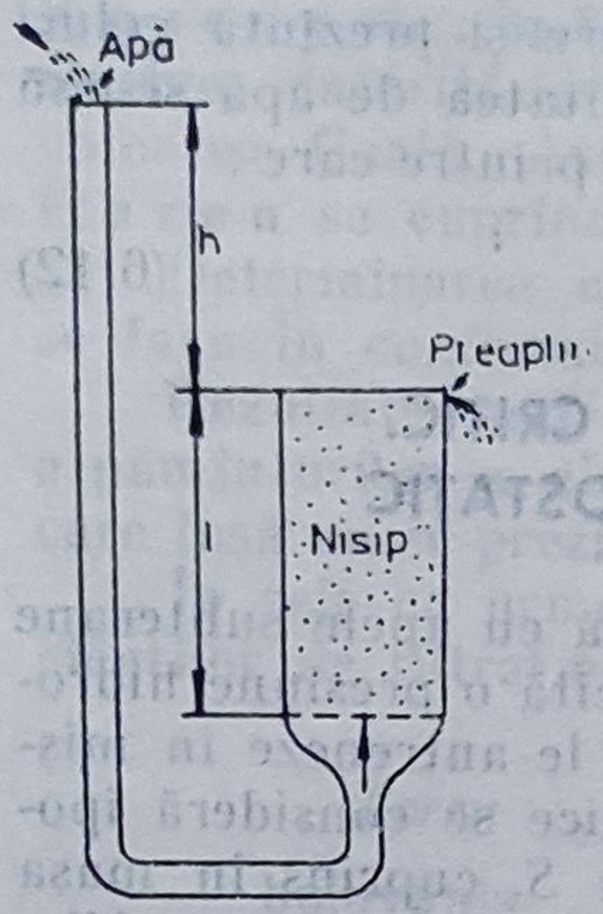


Fig. 6.3 — Dispozitiv de laborator pentru determinarea gradientului critic

Gradientul critic. Existența forței curentului poate fi evidențiată cu un curent de apă ascendent printr-o probă de nisip, așa cum se arată în figura 6.3.

Dacă diferența de nivel piezometric „h" sub care se face curgerea apei este sporită treptat, se constată la un moment dat antrenarea masei nisipoase sub acțiunea forței curentului. Forța respectivă necesară să ridice un volum unitar de nisip sub apă (γ'), este dată de formula :

$$\gamma_w \cdot I = \gamma' \tag{6.18}$$

din care rezultă valoarea așa-numitului gradient critic :

$$I_{crit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \gamma'. \tag{6.19}$$

Pentru o greutate volumică a scheletului $\gamma_s = 2{,}65$ și porozitățile $n = 50\%$; 40% și 30%, rezultă corespunzător greutățile volumice în stare submersată ale nisipurilor respective $\gamma' = 0{,}825$; $0{,}991$ și $1{,}155$, adică o valoare apropiată cu unitatea. Din formula obișnuită a vitezei $V = K \cdot I_{crit}$ rezultă în consecință :

$$V_{crit} = K \cdot I_{crit} \approx K. \tag{6.20}$$

Referitor la gradienții critici se mai pot prezenta o serie de date arătate în continuare.

Pe bază de experiență unii autori au stabilit că pentru pămînturile nisipoase cu diferiți coeficienți de neuniformitate (U_n) antrenarea începe la următorii gradienți :

pentru $U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 10$ $\quad I_{crit} = 0{,}5 \ldots 1{,}0$

pentru $U_n = 10 \ldots 20$ $\quad I_{crit} = 0{,}3 \ldots 0{,}5$

pentru $U_n > 20$ $\quad I_{crit} = 0{,}25 \ldots 0{,}30$

Din cele arătate rezultă că orice nisip poate fi antrenat — poate deveni plutitor — dacă este supus unui curent ascendent cu o viteză critică. În special mai curînd sînt aduse în stare de antrenare-plutire nisipurile fine și uniforme, la care porozitatea este mare și în consecință viteza critică este ușor atinsă. Astfel de fenomene sînt foarte frecvente la lucrările hidrotehnice din lunci, unde excavațiile se execută în mare parte în nisipuri purtătoare de apă.

Pentru a se preveni antrenarea nisipurilor sub influența unui curent de apă ascendent, suprafața terenului în zona respectivă se acoperă deseori cu o greutate poroasă — prizmă drenantă —, astfel ca să fie posibilă scurgerea apei. Dimensionarea acesteia se poate face cu formula lui Terzaghi :

$$I_{crit} = (\gamma_s - l)(l - n) + \frac{G}{F_1} \tag{6.21}$$

în care : γ_s este greutatea volumică a scheletului pămîntului supus antrenării ;
n — porozitatea acestui pămînt ;
G — greutatea prizmului drenant ;
F și l — suprafața și grosimea prizmului drenant.

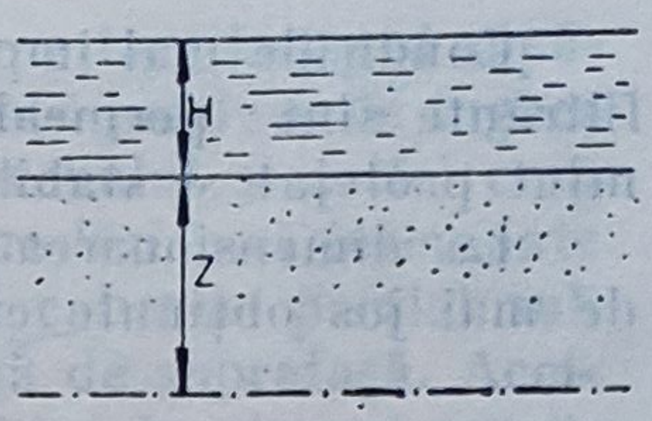


Fig. 6.4 — Schiță explicativă la formula presiunii neutre

Presiunea totală sub nivelul hidrostatic. Dacă asupra unei suprafețe se aplică o presiune oarecare, aceasta se transmite în masa pămîntului prin punctele de contact ale particulelor solide. Presiunea respectivă preluată de scheletul mineral se numește efectivă (p_{ef}).

În cazul prezenței unei pînze de apă de înălțime H deasupra nivelului terenului, presiunea lichidului în masa pămîntului la adîncimea Z, arătată în figura 6.4, este dată de relația : $p_n = \gamma_w(H + Z)$. Această presiune denumită neutră, egală cu greutatea coloanei piezometrice, este preluată de apa din pori și ea nu modifică proprietățile mecanice ale pămînturilor.

Presiunea totală în masa unui pămînt (p_t), așa cum s-a arătat anterior la 3.2 este :

$$p_t = p_{ef} + p_n \tag{6.22}$$

în care : p_{ef} este presiunea efectivă, preluată de schelet ;
p_n — presiunea neutră, preluată de apa din pori.

După cum s-a subliniat, datorită evacuării apei din pori în timpul consolidării, presiunea neutră, preluată inițial de apă în momentul aplicării sarcinilor, se micșorează treptat și în schimb crește presiunea efectivă.

Presiunea totală la adîncimea Z este :

$$p_t = \gamma_{sat} \cdot Z + \gamma_w \cdot H \tag{6.23}$$

în care : γ_{sat} este greutatea volumică a pămîntului în stare uscată ;
γ_w — greutatea specifică a apei ;
H — înălțimea coloanei de apă deasupra nivelului terenului.

În funcție de relațiile 6.22 și 6.23 rezultă următoarea expresie pentru presiunea efectivă la adîncimea Z față de nivelul terenului.

$$p_{ef} = p_t - p_n = \gamma_{sat} \cdot Z + \gamma_w \cdot H - (H + Z) \cdot \gamma_w \tag{6.24}$$

sau

$$p_{ef} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot Z = \gamma' \cdot Z \tag{6.25}$$

în care : γ' este greutatea volumică a pămîntului în stare submersată.

Totuși în anumite situații cu pămînturi argiloase nu se va avea în vedere reducerea greutății în condițiile submersate.

6.5. FILTRELE INVERSE

Pentru a se preveni antrenarea pămînturilor nisipoase sub acțiunea curentului de apă, o măsură eficace o constituie utilizarea filtrelor inverse. Acestea sînt constituite din straturi de pămînturi necoezive, avînd o compoziție stabilită după anumite criterii, care se așternpe masele de pămînt susceptibile la antrenări.

Condițiile mai importante pe care trebuie să le îndeplinească straturile filtrante sînt : permeabilitatea, reținerea antrenării fracțiunilor fine de pământ protejat și stabilitatea lor.

La dimensionarea straturilor filtrante se pot avea în vedere relațiile de mai jos obținute experimental de Terzaghi-Bertram :

$$\frac{D_{15} \text{ al filtrului}}{D_{15} \text{ al terenului}} \geqslant 5 \qquad (6.26)$$

$$\frac{D_{15} \text{ al filtrului}}{D_{85} \text{ al terenului}} \leqslant 4 \qquad (6.27)$$

în care : D_{15} al filtrului, D_{15} al terenului și D_{85} al terenului sînt diametrele particulelor acestor materiale, corespunzător procentajelor respective — 15 și 85 — care se stabilesc în funcție de curbele granulometrice.

Prin respectarea ecuației 6.27 se va asigura reținerea antrenării fracțiunilor fine din pământul protejat.

O altă formulă pentru dimensionarea straturilor filtrante este :

$$\frac{D_{50} \text{ filtru}}{D_{50} \text{ teren}} \leqslant 25 \qquad (6.28)$$

în care : D_{50} filtru și D_{50} teren sînt diametrele particulelor acestor materiale corespunzător procentajului de 50%.

Relația 6.28 impune o permeabilitate mult mărită a stratului filtrant, asigurîndu-se astfel drenarea și eliminarea lesnicioasă a apei.

Cercetările lui Terzaghi-Bertram au fost reluate prin studii teoretice și experimentale, stabilindu-se o serie de recomandări dintre care cele mai importante sînt :

— Curba granulometrică a filtrului trebuie să fie aproximativ paralelă cu cea a terenului de fundație.

— Materialul filtrant nu trebuie să conțină mai mult de 5% fracțiuni argiloase.

— Dimensiunea maximă a agregatului filtrant se va limita la 7...8 cm.

— Grosimea straturilor filtrante nu trebuie să fie mai mică de 0,20 m și este important de reținut că straturile filtrante mai groase admit toleranțe mai largi referitor la granulometrie și mai ales în privința paralelismului care se cere să existe între curbele granulometrice ale filtrului și ale terenului.

Pentru a se preveni antrenarea materialului filtrant, în eventualitatea scurgerii apelor prin tuburi găurite introduse în masa acestuia, va fi respectată relația :

$$\frac{D_{85} \text{ filtru}}{D_0 \text{ tub}} > 1,..2 \qquad (6.29)$$

în care : D_{85} filtru este diametrul stratului filtrant corespunzător procentajului de 85% ;

D_0 tub — diametrul orificiilor din tuburi.

6.6. COMBATEREA ACȚIUNII ÎNGHEȚULUI

În cazul unor temperaturi scăzute sub 0° apa din pori îngheață. Trecerea în stare solidă nu se face dintr-o dată, deoarece apa aflată sub influența forțelor de atracție moleculară îngheață mai greu. Astfel, apa higroscopică, care este strîns legată de suprafața particulelor argiloase, îngheață numai la temperaturi sub —78°C.

Ca urmare a înghețării apei în pori, pămîntul devine tare iarna și săpăturile se fac cu greutate. Pe măsură ce cristalele de gheață produse de îngheț cresc, ele dezvoltă o presiune care ridică suprafața terenului și astfel construcțiile cu fundații puțin adînci pot fi afectate. Degradări mai însemnate se produc mai ales în cazul construcțiilor cu fundații coborîte parțial sub limita de îngheț și parțial așezate la adîncimi mici față de suprafață. Accidente se observă deseori la săpăturile ce rămîn deschise în timpul iernii, la care sprijinirile pot fi distruse datorită înghețării pămîntului iarna și înmuierii sale spre primăvară.

În timpul înghețului se produce un curent continuu de apă spre suprafața terenului afectat de temperaturile joase, care permite dezvoltarea cristalelor de gheață. Acest fenomen se poate explica prin crearea unei depresiuni în porii zonei înghețate, care determină atragerea în direcția respectivă a apelor subterane. Afluxul de apă din subteran ce permite dezvoltarea cristalelor de gheață, provine din apa slab legată sau apa liberă din porii interiori. Dacă influența depresiunii create ajunge la un nivel de apă subterană, se produce un curent continuu de apă între zona înghețată și sursa acviferă. În mod orientativ se pot indica următoarele adîncimi ale apelor subterane față de limita de îngheț, prin depășirea cărora încetează fluxul de apă spre suprafață din pînza acviferă respectivă:

— argile montmorillonitice sau cu bază de illit . . . . . 3,5 m;
— argile caolinitice și prafuri argiloase . . . . . 2,5 m;
— prafuri nisipoase . . . . . 1,5 m;
— nisipuri prăfoase . . . . . 1,0 m.

Situații mai neplăcute survin cînd apele subterane sînt cantonate în apropierea suprafeței terenului, în limitele zonei de îngheț sau la adîncimi mici față de acesta.

Referitor la fenomenul de înghețare a pămînturilor se pot prezenta o serie de observații, după cum urmează:

În privința compoziției granulometrice la pămînturi nisipoase, C a s a g r a n d e în 1939 a definit două condiții de îngheț și anume:

— cînd raportul dintre d_{60} și d_{10} este $= 15$, conținutul de particule cu dimensiuni $< 20\ \mu$ trebuie să fie mai mare de 3%;

— cînd acest raport este $= 5$, conținutul de aceleași particule trebuie să fie mai mare de 10%.

După părerea lui D u c k e r toate pămînturile cu fracțiuni $d < 0{,}002$ mm în cantitate mai mare de 3% sînt susceptibile la îngheț independent de valoarea coeficientului de neuniformitate.

Unele pămînturi foarte uniforme, cu particule $d > 0{,}1$ mm în cantitate de cel mult 10% iar granulele cuprinse între 0,05...0,02 mm în cantitate de cel puțin 25%, chiar dacă nu conțin fracțiuni $d < 0{,}002$ mm, sînt de asemenea periculoase la îngheț ([46]).

O serie de cercetători au studiat influența gradului de compactare a pămînturilor argiloase asupra intensității fenomenului de umflare la îngheț (f) stabilindu-se mai multe concluzii cu un caracter general ([82]). La prafuri argiloase cu $w \approx 24\%$ creșterea gradului de compactare pînă la o anumită limită mărește sensibilitatea la umflare, așa cum se vede din curba 1 reprezentată în figura 6.5.

La pămînturile argiloase saturate sensibilitatea la îngheț f se micșorează funcție de creșterea greutății volumice în stare uscată, așa cum se

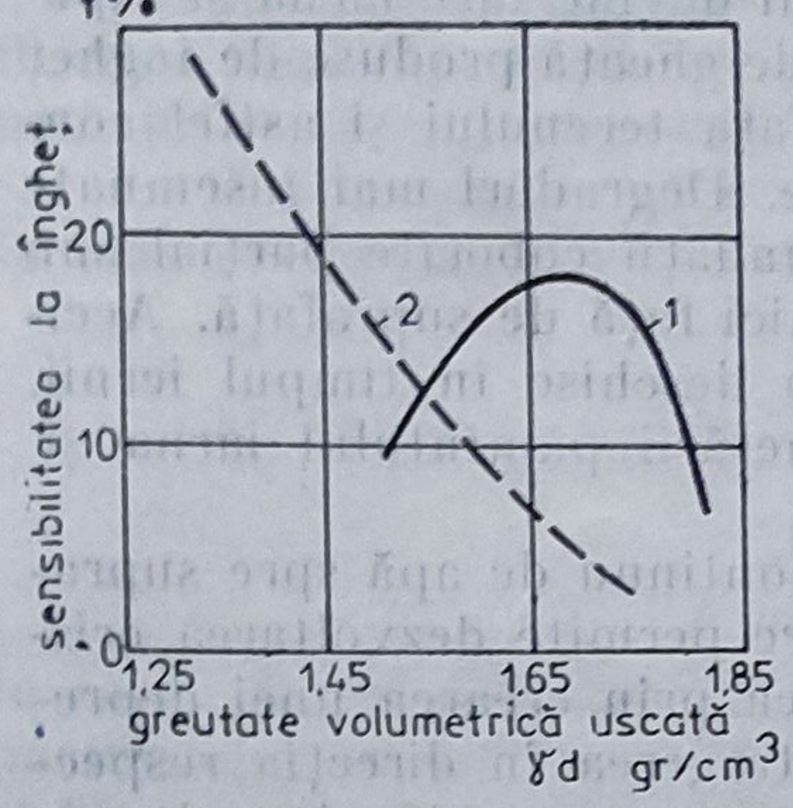


Fig. 6.5 — Corelarea dintre intensitatea umflării la îngheț f și greutatea volumică uscată inițială γ^d a pământului :

1 — praf argilos cu umiditatea $w=24\%$; 2 — argilă saturată

vede din curba 2 a aceleiași figuri. O corelație aproximativă între gradul de creștere γ^{opt}_{max} obținut în condițiile standard la umiditatea optimă și gradul maxim de umflare la îngheț γ^{max}_{ing}, este dată de relația ([28]) :

$$\gamma^{max}_{ing} = (0{,}8 \ldots 0{,}9)\ \gamma^{opt}_{max}$$

Dat fiind că în condițiile din țara noastră înghețul nu ridică probleme deosebite, abordarea mai detaliată a studiilor legate de influența compoziției mineralogice ale pământurilor, capacitatea de schimb, efectul încărcării pământurilor etc., nu apare necesară.

O clasificare utilă a pământurilor funcție de sensibilitatea la îngheț propusă de o serie de cercetători este :

Grupa I — cu pământuri puțin sensibile : pietrișuri, și nisipuri medii grosiere.

Grupa a II-a — cu pământuri de sensibilitate medie : pietrișuri puțin argiloase și argile caracterizate prin indicele de plasticitate $I_p > 35$.

Grupa a III-a — cu pământuri foarte sensibile : nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, argile prăfoase și depuneri mîloase.

Referitor la compoziția granulometrică a acestor trei grupe de pământuri se pot prezenta următoarele date ([5]) :

Grupa I — particulele cu diametrul $<0{,}002$ mm în cantitate $<1\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}02$ mm în cantitate $<10\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}10$ mm în cantitate $<20\%$.

Grupa a II-a — particulele cu diametrul $<0{,}002$ mm în cantitate $<6\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}02$ mm în cantitate $<20\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}1$ mm în cantitate $<40\%$;

Grupa a III-a — particulele cu diametrul $<0{,}002$ mm în cantitate $>6\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}02$ mm în cantitate $>20\%$;
particulele cu diametrul $<0{,}1$ mm în cantitate $>40\%$.

Pământurile din grupa I nu necesită măsuri pentru prevenirea pericolului de îngheț.

Cele din grupa a II-a dau în general umflări mici la îngheț.

La pământurile din grupa a III-a se produc ridicări importante ale suprafeței terenului, impunîndu-se astfel măsuri speciale.

În funcție de cele arătate, rezultă că în general accidentele prin îngheț pot surveni cînd :

— pământul este periculos la îngheț ;
— există apă ce poate fi atrasă în zona de îngheț ;
— perioada rece are o durată și intensitate apreciabilă.

În țara noastră măsura cea mai importantă de combatere a înghețului este coborîrea fundațiilor sub limita de îngheț, care pentru condițiile climatice respective se poate aprecia de 0,7 . . . 1,2 m cu excepția zonelor montoase.

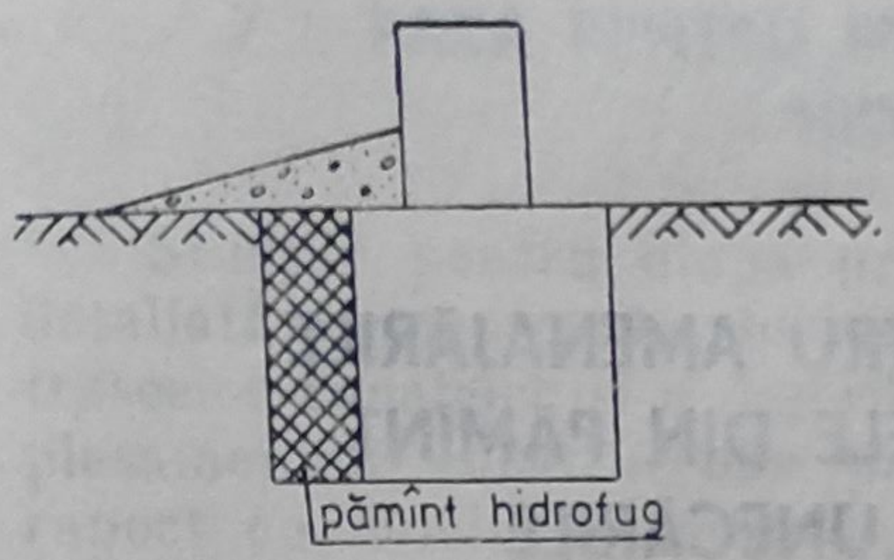


Fig. 6.6 — Sistem de protejare al fundațiilor cu pămînturi hidrofuge

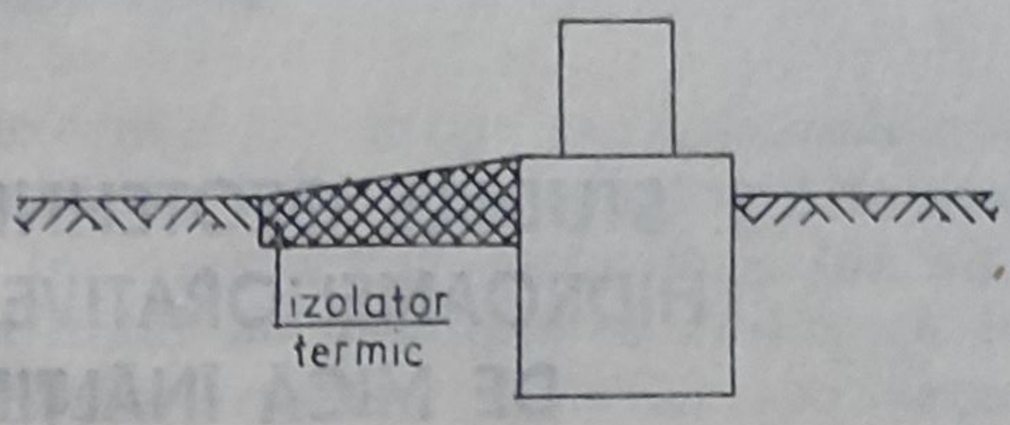


Fig. 6.7 — Sistem de protejare a fundațiilor cu strat izolator termic la suprafața terenului

TABELUL 6.1

UMIDITĂȚILE ȘI CANTITATEA MATERIALULUI LIANT NECESARE OBȚINERII DE PĂMÎNTURI HIDROFUGE

Natura pămîntului	Umiditatea optimă	Cantitatea optimă de bitum, în %, față de masa pămîntului tratat
Prafuri nisipoase	4... 7	5... 8
Prafuri argiloase	6...10	5...12
Argile cu $I_p = 17...25$	10...15	8...15

Pentru prevenirea degradării construcțiilor așezate pe pămînturi susceptibile la îngheț, se pot avea în vedere următoarele măsuri:

— se preferă fundațiile izolate cu presiuni mai mari asupra pămîntului în comparație cu fundațiile continui;

— secțiunea transversală prin fundații trebuie să aibă o formă trapezoidală cu baza mare în partea inferioară și înclinarea suprafețelor laterale, 2...3°;

— suprafețele laterale se ung cu substanțe hidrofuge: smoală, masticuri bituminoase etc.;

— construcțiile propriu-zise se prevăd cu centuri de beton armat la socluri;

— se prevăd rosturi la fiecare 18...20 m sau mai des pentru segmentarea construcțiilor cu forme complicate în plan.

La fundațiile existente afectate prin îngheț se prevăd drenuri exterioare în vederea coborîrii apelor subterane sub limita de îngheț, conform recomandărilor de la începutul acestui subcapitol.

O măsură eficace este înconjurarea fundațiilor cu „cămăși" de pămînt hidrofug. Acestea se confecționează din nisipuri fine-prăfoase, loessuri, cenușă rezultată de la arderea cărbunilor etc., amestecate cu bitumuri. În tabelul 6.1 sînt prezentate umiditățile w ale pămînturilor tratate și cantitatea de bitum în procente față de masa pămîntului tratat ([32]).

O secțiune orientativă printr-o fundație protejată cu pămînturi hidrofuge, în vederea reducerii efectului negativ al înghețului, este prezentată în figura 6.6.

Rezultate eficace se obțin și prin aplicarea de izolări termice la suprafața terenului în dreptul fundațiilor, așa cum se arată în figura 6.7, în acest caz fiind necesare măsuri de oprire a infiltrațiilor de apă în pămînt.

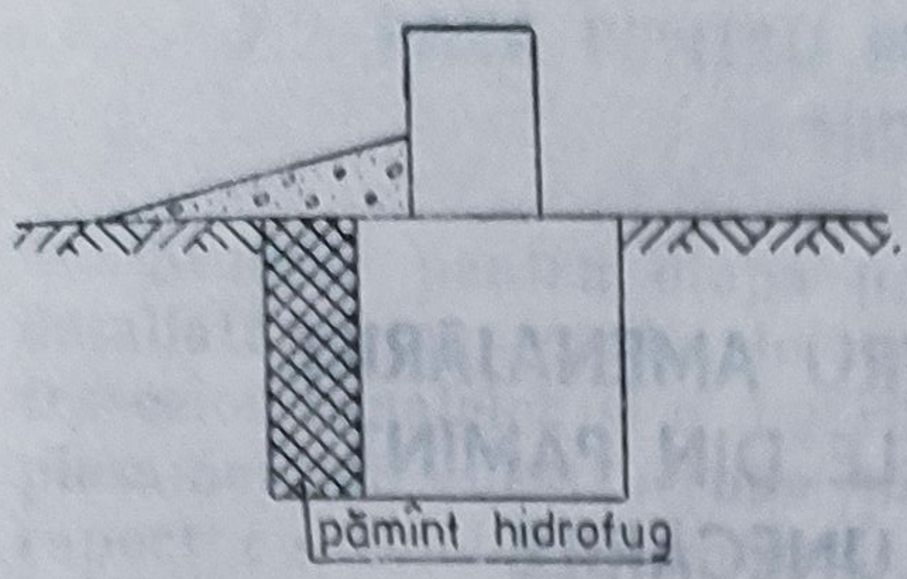


Fig. 6.6 — Sistem de protejare al fundațiilor cu pămînturi hidrofuge

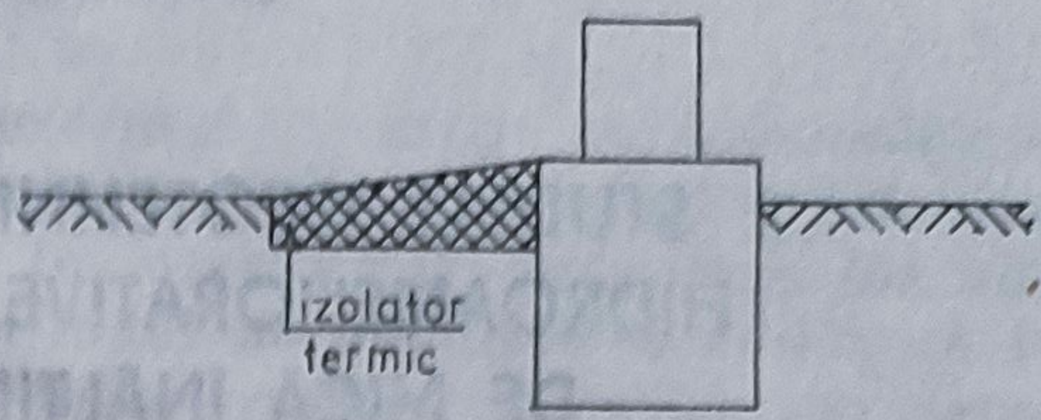


Fig. 6.7 — Sistem de protejare a fundațiilor cu strat izolator termic la suprafața terenului

TABELUL 6.1

UMIDITĂȚILE ȘI CANTITATEA MATERIALULUI LIANT NECESARE OBȚINERII DE PĂMINTURI HIDROFUGE

Natura pămîntului	Umiditatea optimă	Cantitatea optimă de bitum, în %, față de masa pămîntului tratat
Prafuri nisipoase	4... 7	5... 8
Prafuri argiloase	6...10	5...12
Argile cu $I_p = 17...25$	10...15	8...15

Pentru prevenirea degradării construcțiilor așezate pe pămînturi susceptibile la îngheț, se pot avea în vedere următoarele măsuri:

— se preferă fundațiile izolate cu presiuni mai mari asupra pămîntului în comparație cu fundațiile continui;

— secțiunea transversală prin fundații trebuie să aibă o formă trapezoidală cu baza mare în partea inferioară și înclinarea suprafețelor laterale, 2...3°;

— suprafețele laterale se ung cu substanțe hidrofuge: smoală, masticuri bituminoase etc.;

— construcțiile propriu-zise se prevăd cu centuri de beton armat la socluri;

— se prevăd rosturi la fiecare 18...20 m sau mai des pentru segmentarea construcțiilor cu forme complicate în plan.

La fundațiile existente afectate prin îngheț se prevăd drenuri exterioare în vederea coborîrii apelor subterane sub limita de îngheț, conform recomandărilor de la începutul acestui subcapitol.

O măsură eficace este înconjurarea fundațiilor cu „cămăși" de pămînt hidrofug. Acestea se confecționează din nisipuri fine-prăfoase, loessuri, cenușă rezultată de la arderea cărbunilor etc., amestecate cu bitumuri. În tabelul 6.1 sînt prezentate umiditățile w ale pămînturilor tratate și cantitatea de bitum în procente față de masa pămîntului tratat ([32]).

O secțiune orientativă printr-o fundație protejată cu pămînturi hidrofuge, în vederea reducerii efectului negativ al înghețului, este prezentată în figura 6.6.

Rezultate eficace se obțin și prin aplicarea de izolări termice la suprafața terenului în dreptul fundațiilor, așa cum se arată în figura 6.7, în acest caz fiind necesare măsuri de oprire a infiltrațiilor de apă în pămînt.

7. STUDIILE GEOTEHNICE PENTRU AMENAJĂRILE HIDROAMELIORATIVE, BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLȚIME ȘI ALUNECĂRILE DE TEREN

7.1. FAZA NOTĂ DE COMANDĂ PENTRU AMENAJĂRILE HIDROAMELIORATIVE

Studiile cu caracter preliminar se bazează în general pe datele cercetărilor anterioare, examinarea planurilor topografice și recunoașterea atentă a terenului. În zonă se fac observații asupra lucrărilor similare executate, se delimitează unități morfologice caracteristice cu interes pentru proiectare, se cercetează fenomenele fizico-geologice și se determină poziția apei subterane. În anumite cazuri mai complexe sau în lipsa unor cercetări anterioare se poate prevedea și un număr redus de foraje, din care se recoltează probe cu structura degradată și nedegradată în vederea determinării în laborator a caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor.

Studiile elaborate trebuie să furnizeze proiectării date informative privind :

— raionarea geotehnică preliminară a teritoriului studiat;

— valori de calcul pentru tipurile de pămînt caracteristice;

— aprecieri privind calitatea pămînturilor ca materiale de construcție pentru rambiee;

— taluzele canalelor în rambleu și debleu;

— indicarea zonelor dificile pentru execuția canalelor, cu pămînturi sensibile la umezire, refulante sau foarte compresibile;

— indicarea amplasamentelor construcțiilor hidrotehnice cu condiții dificile de fundare unde este necesară consolidarea pămîntului sau adoptarea unor fundații de adîncime.

Ca anexe grafice studiile vor cuprinde :

— planuri de situație cu raionarea geotehnică preliminară și cu poziția forajelor reprezentative, avînd scările 1 : 25 000 . . . 1 : 100 000;

— secțiuni geologice interpretative la scara lungimilor 1 : 25 000 și înălțimilor 1 : 200 — 1 : 500;

— profilele geotehnice unitare ale forajelor reprezentative.

Trebuie menționat că în situații favorabile cu o densitate a forajelor existente ridicată, întîlnite la perimetrele avute în vedere, care au fost cercetate anterior la faza P.E. (proiect de execuție), studiile geotehnice comandate la faza N.C. (notă de comandă) prezintă un conținut mai extins și vor putea fi folosite de la caz la caz pentru fazele de proiectare P.E.

7.2. FAZA PENTRU PROIECT DE EXECUȚIE LA LUCRĂRILE HIDROAMELIORATIVE

Studiile pentru etapa proiect de execuţie au drept scop examinarea detaliată și de regulă definitivă a condiţiilor inginero-geologice din zona traseelor canalelor și a digurilor pentru toate variantele propuse și din amplasamentele construcţiilor proiectate. Gradul de detaliere se stabilește în raport cu condiţiile naturale, caracteristicile traseelor digurilor sau canalelor, categoria de importanţă a lucrărilor etc.

În cazul unor forme de relief complexe, de exemplu cînd este necesară precizarea limitelor unor zone de coastă sau terenuri depresionare, se impune executarea de studii mai detaliate.

Studiile la faza P.E. se execută în principiu în două etape:

— raionarea geotehnică;

— studii pentru schema hidrotehnică — la prize, staţii de pompare și pe traseele canalelor principale, inclusiv a digurilor.

Densitatea lucrărilor de prospecţiuni variază funcţie de importanţa lucrărilor, situaţia geologică și în general de condiţiile geomorfologice, așa cum se arată în continuare.

În zonele de luncă, terase inferioare și cîmpii joase, în prima etapă, în vederea unei cunoașteri de ansamblu, trebuie executată o rețea de foraje la distanţe de 1...2 sau chiar 3 km, densitatea maximă fiind necesară în cazul cercetărilor pentru drenaje. Un procent de 5...15% din foraje trebuie să aibă un caracter hidrogeologic, în care scop acestea se echipează pentru observaţiile necesare sau pompări. Forajele cu caracter geotehnic pot fi de diametru mai mic, 2″, și se execută în cea mai mare parte cu adîncimi reduse de 3...5 m, iar la studiile pentru drenaje 2...3 m.

Pentru suprafeţele sub 10 000 ha, densitatea forajelor crește pînă la 1 foraj/100...150 ha cu minimum 5 foraje hidro definitive și parţial pompate.

În zonele de terase inferioare medii-superioare și cîmpii înalte se prevăd profile de foraje la intervale de 2...3 km cu distanţa dintre lucrările de prospecţiuni de 1...2 km. Ca și în cazul zonelor de luncă sau cîmpii joase, distanţa dintre foraje la studiile pentru drenaje este mai mică.

Un procent de 10...25% din foraje au un caracter hidrogeologic, fiind echipate în consecinţă pentru observaţii și pompări. Forajele geotehnice au adîncimile curente de 6...7 m exceptînd zonele cu pămînturi sensibile la umezire, cînd majoritatea trebuie coborîte pînă în patul acestora sau pînă la nivelul apelor subterane. Pentru suprafeţele sub 10 000 ha densitatea forajelor crește pînă la 1/100 ha cu minimum 5 lucrări de prospecţiune hidro, fiind necesar ca fiecare unitatea morfologică să fie studiată cel puţin prin 3 foraje.

Studiile din etapa I a fazei P.E. pentru lucrările hidroameliorative vor cuprinde:

Pentru lucrările de irigaţii, desecări și drenaje.

— raionarea geotehnică a teritoriului studiat;

— valori normate și de calcul determinate în conformitate cu recomandările de la capitolul 5;

— încadrarea tipurilor de pămînt conform datelor de la 2.4;

— proprietăţile pămînturilor ca material de construcţie stabilite funcţie de caracteristicile geotehnice ; pentru pămînturile în stare compactată inundate şi neinundate, sînt necesari parametrii rezistenţei la tăiere Φ şi *c* ;

— taluzele canalelor în rambleu şi debleu în fiecare raion geotehnic sau pentru fiecare tip de pămînt ;

— indicarea raioanelor în care sînt necesare măsuri speciale la proiectare : consolidări, adoptarea unor gărzi suplimentare datorită tasării pămînturilor sensibile la umezire etc. ;

— specificarea pentru fiecare raion geotehnic sau tip de pămînt a condiţiilor de fundare şi execuţie a săpăturilor de fundaţie la construcţiile hidrotehnice.

Ca anexe grafice, studiul va cuprinde :

— planul de raionare geotehnică şi cartări cu pămînturile predominate între nivele 0...2 şi 2...5 m sau harta cu izolinii, precum şi un plan cu poziţiile lucrărilor de prospecţiuni executate la scara 1 : 25 000, iar pentru suprafeţe mici scara 1 : 5 000...1 : 10 000 ;

— secţiuni geologice prin forajele executate la scările 1 : 25 000... 1/200 ;

— profilele geotehnice unitare ale forajelor executate şi a celor vechi refolosite ;

— curbele granulometrice şi de compresiune-tasare ;

— un tabel cu coordonatele forajelor (*X*, *Y*, *Z*) în sistemul de referinţă al planului folosit.

Prospecţiunile în etapa a II-a faza P.E. în zonele de luncă şi cîmpii joase se execută după cum urmează :

— pe traseele canalelor magistrale şi principale, foraje geotehnice, cu adîncimi de 5...7 m la fiecare 1 km ;

— la intersecţia canalelor cu traseele de cale ferată, drumuri naţionale sau judeţene cîte 1...2 foraje cu adîncimi de 15...25 m ;

— în amplasamentele staţiilor de pompare şi a construcţiilor hidrotehnice cîte 1...2 foraje cu adîncimi de 10...20 m şi un număr mai mare de prospecţiuni la baza versanţilor ;

— pe traseele colectoarelor de drenare principale cîte un foraj de 3... 5 m adîncime la fiecare 500 m.

În zonele de terase medii-superioare şi cîmpii înalte este recomandabil ca prospecţiunile la studiile în etapa a II-a faza P.E. să fie programate în modul următor :

— foraje geotehnice cu adîncimi de 7...10 m la fiecare 1...2 km pe traseele canalelor principale ; în zonele cu pămînturi sensibile la umezire prospecţiunile vor fi coborîte pînă la baza acestora ;

— la intersecţia canalelor cu traseele de cale ferată, drumuri naţionale sau judeţene, cîte un foraj de 15...25 m adîncime ;

— pentru staţii de pompare şi construcţii hidrotehnice importante, cîte 1...3 foraje de 15...25 m adîncime ;

— pe traseele conductelor şi în locaţiile bazinelor de refulare, cîte 2... 4 foraje de 10...25 m adîncime ;

— foraje pentru drenaje cu densitatea arătată la etapa I faza P.E. dacă nu au fost executate studii la faza respectivă, sau cîte un foraj de 3...5 m adîncime la fiecare 0,75...1 km în lungul colectoarelor principale.

Studiile pentru etapa a II-a faza P.E. vor include datele cu caracter general specificate anterior pentru etapa I precum și o serie de precizări privind :

— situaţia inginero-geologică în amplasamentele considerate ;

— valori medii și de calcul pentru tipurile de pămînt din zonele studiate ;

— caracteristicile de compactare ale pămînturilor aşa cum se va arăta mai detaliat la studiile pentru barajele din pămînt ;

— taluzele canalelor diferenţiat pe tronsoane și adîncimi ;

— indicarea tronsoanelor de canal în care sînt necesare măsuri speciale de proiectare sau de verificare a stabilităţii taluzurilor prin calcule ;

— presiuni admisibile ;

— adîncimea și procedeele de fundare recomandabile ;

— taluzuri provizorii și definitive ;

— recomandări privind adoptarea unor măsuri la execuţie sau exploatarea în cazul tasărilor mari, a pericolului refulărilor sau a altor fenomene fizico-geologice defavorabile ;

— gradul de seismicitate ;

— încadrarea pămînturilor conform recomandărilor din T.S.

Ca anexe grafice studiile vor conţine piesele arătate anterior în legătură cu cercetările pentru etapa I faza P.E.

7.3. FAZA DEVIZE ȘI DETALII DE EXECUȚIE LA LUCRĂRILE HIDROAMELIORATIVE

La această fază de proiectare se întocmesc studii geotehnice în următoarele situaţii :

a. pe amplasamentele construcţiilor și în lungul traseelor modificate faţă de faza P.E. ;

b. în amplasamentele construcţiilor a căror soluţie de fundare și tehnologia execuţiei, aleasă de proiectant la faza P.E. sau modificată la faza D.D.E., necesită date suplimentare privind caracteristicile pămîntului ;

c. pentru detalierea condiţiilor geotehnice în zone dificile.

Tot la această fază, se vor efectua studii de detaliu asupra stabilităţii versanţilor, consolidării pămînturilor de fundaţie etc.

Conţinutul studiilor la această fază în privinţa memoriului și a anexelor grafice este același ca cel de la faza P.E.

Lucrările de prospecţiuni la faza D.D.E. (devizii și detalii de execuţie) în zonele de lunci, terase inferioare și cîmpii joase se prevăd după cum urmează :

— pentru detalierea situaţiei geologice de pe terasele canalelor principale sau magistrale, profile de cîte 3 foraje cu adîncimi de 5...7 m la fiecare 500 m ;

— în vederea verificării stratificaţiei pe canalele secundare cu pămînturi slabe, cîte 1 foraj de 3...5 m adîncime la 0,5...0,8 km ;

— pe amplasamentele modificate sau în cadrul completărilor la studiile de la faza P.E. cîte 1...3 foraje cu adîncimi de 10...25 m.

Trebuie menţionat că volumele de prospecţiuni menţionate, la faza respectivă D.D.E., sînt strict informative, dat fiind varietatea mare a lucrărilor și condiţiilor inginero-geologice care trebuie luate în considerare de la caz la caz.

În zonele de terase medii-superioare și cîmpii înalte, la faza D.D.E. se execută mai frecvent foraje speciale sau puțuri pentru prelevarea de probe neturburate în vederea determinării parametrilor de rezistență și tasare a pămînturilor slabe.

* * *

Volumele lucrărilor de prospecțiuni arătate, necesare diferitor etape de proiectare, prezintă un caracter informativ, impunîndu-se ajustări funcție de condițiile reale din fiecare zonă și caracteristicile construcțiilor proiectate.

Independent de faza de proiectare și genul lucrărilor de îmbunătățiri funciare pentru care se execută studiile, inclusiv baraje de mică înălțime sau alunecări care vor fi prezentate ulterior, partea scrisă trebuie să conțină o serie de date cu caracter general, care sînt menționate de STAS 4454-81, 9156-82, 9200-73 și în normativul P.D. 19-72 etc. Acestea se referă la :

— indicarea elementelor de contract referitoare la faza de proiectare și a obiectivelor studiului pe baza temei prezentate ;

— prezentarea datelor de laborator pe obiective, dacă este cazul ;

— indicarea bazei topografice folosite pentru amplasarea lucrărilor de prospecțiuni și localizarea obiectivelor cercetate ;

— descrierea geomorfologică a zonei și a fenomenelor fizico-geologice cu interes pentru proiectare ;

— descrierea stratificației pe tipuri litologice cu indicarea domeniului de variație al mărimilor principalilor indici fizico-mecanici ca :

— granulometria ;
— plasticitatea ;
— umiditatea ;
— greutatea volumică și porozitatea ;
— indicii de compresibilitate ;
— indicii rezistenței la tăiere ;

— datele privind sensibilitatea la umezire, contractilitatea etc.

Gradul de detaliere a tuturor acestor date depinde de volumul cercetărilor efectuate pe teren și în laborator și în consecință va fi diferit funcție de faza de proiectare abordată.

7.4. STUDIILE PENTRU BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLȚIME LA FAZA N. C.

Înălțimile maxime de baraj din cadrul amenajărilor hidroameliorative se limitează în majoritate la 15...17 m, iar studiile de teren se vor rezuma în linii generale la o recunoaștere geologică tehnică și executarea a 3...5 foraje cu adîncimi de 10...25 m, dintre care unele de la caz la caz, vor fi pompate.

În partea scrisă, memoriul, la această fază vor fi prezentate :

— valori de calcul ai principalilor indici geotehnici ;
— adîncimea de fundare și încastrare în versanți ;
— taluzele amonte și aval ;
— aprecieri privind tasările maxime ;
— carierele de pămînt posibile în cuvetă și versanți cu estimarea rezervelor ;

— calitatea pămînturilor ca materiale de construcţie apreciată din punct de vedere litologic şi funcţie de indicii fizici determinaţi în laborator;

— indicarea de măsuri constructive speciale inclusiv lucrări de consolidare în perioada de execuţie sau exploatare;

— măsurile privind combaterea sufoziei;

— recomandări privind amplasarea şi proiectarea uvrajelor din zona barajului;

— indicarea zonelor cu pămînturi instabile sau cu rezistenţă redusă la eroziune în versanţii lacului de acumulare;

— aprecieri privind evoluţia malurilor sub acţiunea valurilor lacului.

Ca anexe grafice studiile vor cuprinde:

— planuri de situaţie cu cartarea geologică-tehnică la scara 1 : 5 000... 1 : 25 000;

— schiţă de amplasare a forajelor în axul barajului, legată de reperii triangulaţiei locale sau alte puncte fixe;

— secţiunea geologică longitudinală prin axul barajului;

— profilele geotehnice unitare ale forajelor.

7.5. STUDIILE PENTRU BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLŢIME LA FAZA P.E.

Ca şi în cadrul amenajărilor hidroameliorative, studiile la această fază se realizează frecvent în două etape. În etapa I se execută cercetări de teren pe întreaga suprafaţă, în baza cărora se determină condiţiile geotehnice necesare proiectării schemei de amenajare hidroameliorative şi se abordează mai multe amplasamente de baraj pentru a se putea alege cel mai avantajos.

Lucrările de teren în etapa I vor cuprinde:

— cartarea geologică-tehnică;

— 2...3 foraje de cîte 10...25 m adîncime în axul barajului care vor completa pe cele de la faza N.C., urmărindu-se să existe cel puţin 1 foraj pe fiecare formă morfologică;

— foraje dispuse după un caroiaj cu latura de 25...100 m în zona carierelor, cu adîncimi de 2...5 m în lunci şi mai lungi, funcţie de cota terenului pe versanţi, fiind necesar ca volumul de pămînt ca materiale de construcţie prospectat, să depăşească cu cca 20% pe cel necesar realizării barajului.

Conţinutul studiului în ceea ce priveşte zona barajului, este acelaşi ca şi la faza N.C. însă cu un grad de detaliere mai mare privind stratificaţia terenului şi caracteristicile de calcul ale complexelor litologice. De asemenea, în zona lacului de acumulare vor fi tratate elementele de detaliu furnizate de cartarea geologică-tehnică. Pentru materialele de construcţie studiul va cuprinde:

— stratificaţia în zona carierelor;

— caracteristicile geotehnice ale pămîntului în stare naturală;

— calitatea pămînturilor ca material de construcţie pe baza încercărilor de compactare;

— caracteristicile geotehnice ale pămîntului în stare compactată, inundată şi neinundată;

— calculul rezervelor de pămînt pentru fiecare carieră.

În afara materialului grafic pentru zona barajului și lacului, același ca la faza N.C. completat cu noile elemente, în studiu vor mai fi incluse :

— un plan de situație pentru zona carierelor cu poziția forajelor la scara 1 : 5 000 ;

— profilele geotehnice unitare ale forajelor din cariere ;

— curbe granulometrice ;

— curbele de compactare după Proctor ;

— tabel cu coordonatele tuturor forajelor executate, inclusiv cele de la faza N.C. (X.Y.Z.) în sistemul de referință al planului folosit.

Studiile de teren în etapa a II-a, în urma alegerii variantei vor cuprinde :

— cîte 1...4 foraje de cîte 10...20 m adîncime în amplasamentele uvrajelor anexe — deversorul, priza, golirile, turnul de manevră etc. ;

— profile a cîte 2...3 foraje în luncă, coborîte pînă la baza stratului acvifer, dispuse la distanțe de 1...5 km ;

— profile din cîte 2...5 foraje, pe versanți la distanțe de 1...5 km, coborîte pînă la baza stratului acvifer, sau cota luncii ;

— 2...3 profile a cîte 4...10 foraje de cîte 10...30 m adîncime, pe versanți în zona localităților ;

— foraje de cîte 3...5 m adîncime, la distanțe de 0,5...1 km în lungul digurilor de închidere ;

— foraje pe amplasamentul barajului, în completarea celor executate la etapele anterioare, în vederea detalierii situației inginero-geologice.

Memoriul la această fază trebuie să precizeze următoarele :

— situația geologică, cu semnalizarea eventualelor falii, dizlocări etc. ;

— stabilitatea versanților barajului și efectul acumulării asupra acestora prezentat mai pe larg la 18.10 ;

— lentilele și straturile cu permeabilitate ridicată sau alte elemente defavorabile (compresibilitate ridicată, rezistență scăzută etc.) ;

— compresibilitatea pămînturilor, inclusiv evoluția tasărilor în timp care se stabilește în funcție de coeficientul de consolidare c_v ;

— rezistența la tăiere a pămînturilor cu precizarea metodei folosite (aparatele de forfecare directă, compresiuni monoaxiale, triaxiale, penetrările standard pe teren sau forfecările cu palete în găurile de foraj etc.) ;

— coeficientul de permeabilitate (k) pentru fiecare strat caracteristic din fundație și versanți.

Studiile geotehnice asupra pămînturilor din cariere, ca material de construcție pentru realizarea barajelor, trebuie să precizeze următoarele :

— rezervele existente în diferitele cariere studiate ;

— caracteristicile fizice ale pămînturilor în stare naturală, precădere acordîndu-se greutății volumice și umidității, pentru a se putea determina surplusul de excavație necesar, în eventualitatea că la punerea în operă este necesară realizarea unei compactări ridicate ;

— parametrii de compactare optimi pentru materialele coezive obținuți după metoda Proctor, conform STAS 1913/13-73 și indicii de îndesare pentru materialele necoezive conform STAS 3950-81, fiind recomandabilă utilizarea în paralel a metodei prin rulare, conform STAS NOU Poz. 1100, care prezintă avantajele arătate la 18.5 ;

— coeficientul de permeabilitate a pămînturilor compactate pe direcția verticală și paralelă cu straturile puse în operă ;

— compresibilitatea pămînturilor în stare compactată la umiditatea de punere în operă și la saturație ;

— rezistența la tăiere a materialelor din carieră, compactate, la umiditatea de punere în operă și saturată, cu precizarea aparaturii utilizate și a condițiilor de încercare.

Pentru a se putea efectua calculele de stabilitate prezentate la subcapitolul 18.2, se vor executa încercări de tăiere triaxiale și caracteristicile de tăiere obținute se vor prezenta în eforturi totale și efective.

7.6. STUDIILE LA FAZA DE PROIECTARE DEVIZE ȘI DETALII DE EXECUȚIE PENTRU BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLȚIME

Studiile la faza de proiectare devize și detalii de execuție pentru barajele din pămînt se execută în următoarele situații :

a) în amplasamentele construcțiilor modificate față de faza P.E.

b) în amplasamentele construcțiilor a căror soluție de fundare sau tehnologie de execuție a săpăturilor pentru fundații, aleasă de proiectant la faza P.E., sau modificată la faza D.D.E., necesită date suplimentare privind caracteristicile pămîntului ;

c) pentru detalierea condițiilor geotehnice în zone dificile.

Tot la această fază, în colaborare cu proiectanții se vor efectua studii de detaliu asupra stabilității versanților, consolidării terenului de fundare etc.

7.7. STUDIILE PENTRU ALUNECĂRILE DE PĂMÎNT

Volumele lucrărilor de prospecțiuni necesare studiului alunecărilor de pămînt, în vederea stabilizării și combaterii efectului acestora, se pot aprecia după cum urmează :

— în cazul alunecărilor mici se execută șanțuri sau cîte 1...2 foraje ;

— la alunecările medii se impune executarea a cel puțin unui profil de 2...4 foraje dintre care unul amplasat în zona nedeplasată ;

— pentru alunecările mari desfășurate pe spații întinse, volumul de studii se apreciază de la caz la caz de către specialiști funcție de complexitatea fenomenelor.

Indicații privind adîncimea prospecțiunilor sînt greu de anticipat, acestea trebuind în cea mai mare parte din cazuri coborîte sub planurile de alunecare, care în practică prezintă o mare diversitate.

Prospecțiunile executate trebuie să furnizeze date referitoare la :

— stratificația pămînturilor ;

— grosimea straturilor de pămînt deplasate și poziția planurilor de alunecare ;

— condițiile hidrogeologice.

Volumul și felul cercetărilor depind de valoarea pagubelor produse sau care prezintă pericol de a se produce, importanța suprafeței de teren respective, timpul avut la dispoziție pentru cercetări, urgența de intervenție impusă de combaterea procesului de instabilitate.

Cercetările trebuie să fie extinse pe o suprafaţă mai mare decît cea interesată propriu-zis. Lăţimea acestei zone se poate admite de două ori mai mare decît aria afectată prin degradări, în această privinţă fiind necesar să se ţină seama de condiţiile geomorfologice. Porţiunea extinsă spre versant trebuie să fie limitată, fie de creasta acestuia, fie de zona unde panta terenului prezintă o schimbare pronunţată. Spre baza versantului, limita extinsă pînă unde se impun cercetări se poate opri la piciorul acestuia sau unde panta terenului se schimbă pronunţat. În general, limitele suprafeţei afectate prin degradări active se pot recunoaşte relativ uşor la suprafaţa terenului. Problema devine mai complicată însă în cazul necesităţii unor anticipări privind comportarea taluzurilor relativ stabile supuse influenţei diferiţilor factori care favorizează producerea fenomenelor de instabilitate.

În cazul suprafeţelor agricole care ridică probleme de prevenire sau combatere a proceselor de instabilitate desfăşurate pe zone întinse, efectuarea unor cercetări geotehnice aprofundate devine deseori neraţională, acestea limitîndu-se la cartări, informaţii culese de la localnici şi consultarea materialelor de arhivă. În acest fel în limita posibilităţilor trebuie culese date referitoare la :

1. Situaţia geologică şi geomorfologică (condiţiile geologice, hidrologice, microrelieful, folosinţa teritoriului).

2. Stabilitatea versanţilor (observarea detaliată a eventualelor procese de instabilitate).

3. Prezenţa unor factori care pot favoriza alunecările.

Informaţii utile se pot obţine prin analogii cu versanţi asemănători celor studiaţi care prezintă manifestări inginero-geologice semnificative.

Localizarea planurilor de alunecare cu ajutorul forajelor este în general o operaţie dificilă. Indicaţiile utile în această privinţă sînt : umiditatea mai ridicată, pămîntul frămîntat şi rezistenţa la tăiere mai redusă în zona planurilor de alunecare. În vederea detectării mai lesnicioase a acestora se impune prelevarea conştiincioasă a probelor şi a ştuţurilor orientate, sondările în vederea determinării rezistenţei la penetrare şi în unele cazuri determinări în gaura de foraj a rezistenţei la tăiere cu dispozitivele „vane-test“ (aparate de tăiere cu palete). În ultimul timp se utilizează o aparatură specială instalată în foraje care pune în evidenţă adîncimile la care se produc deplasări.

O deosebită importanţă prezintă cartarea situaţiei din zonă, care în consecinţă trebuie efectuată cu multă atenţie.

În primul rînd se impune cercetarea fisurilor şi examinarea degradărilor produse care permit stabilirea de concluzii preţioase în legătură cu scopul final al cercetărilor întreprinse şi anume aprecierea măsurilor pentru combaterea fenomenelor de instabilitate.

Crăpăturile de pe suprafaţa terenului nu prezintă în mod obligatoriu o direcţie normală faţă de cea a deplasării. Astfel, fisurile din zona superioară a suprafeţei alunecate sînt într-adevăr normale faţă de cea a deplasării, pe cînd cele din flancuri sînt aproape paralele cu sensul mişcării. Micile fisuri cu înclinare laterală faţă de direcţia mişcării apar înaintea producerii altor semne de cedare, fiind astfel un indiciu de alunecări posibile active.

Fisurile produse de alunecări după suprafeţe cilindrice sînt mai deschise în partea superioară, închizîndu-se treptat spre adîncime. La alunecările de blocuri pe suprafeţe înclinate plane, fisurile au aceeaşi deschidere pe toată înălţimea lor. La alunecările de blocuri produse în pămînturi coezive, fisurile

sînt aproape verticale, independent de adîncimea planului de alunecare, spre deosebire de alunecările de blocuri stîncoase, unde planurile respective au o formă neregulată condiționată de fisurarea inițială a rocii.

Prăbușirile de pămînt se recunosc prin acumulările de material de la baza versanților. Sub acțiunea unei ape curgătoare sau chiar a valurilor unei ape stătătoare, acest material poate fi însă îndepărtat, și deci imposibil de observat. Prăbușirile recente se recunosc după planul proaspăt de prăbușire.

Planurile de alunecare proaspete sînt lipsite de vegetație și pe ele se pot observa striuri dirijate pe direcția de mișcare.

În cazul unor alunecări se formează zone depresionare unde se poate aduna apa superficială care prin infiltrație în teren favorizează dezvoltarea fenomenelor de instabilitate.

Orientarea copacilor constituie de asemenea un indiciu privind producerea alunecărilor. Dacă un trunchi înclinat se dezvoltă în continuare normal pe verticală, înseamnă că între timp a survenit o perioadă de stabilizare.

Toate sursele de apă trebuie depistate cu multă atenție, deoarece în frecvente cauze ele constituie una din principalele cauze ale fenomenelor de instabilitate. Apa poate proveni în urma unei exploatări neraționale a sistemelor hidroameliorative, din rețelele de canalizare și alimentare defecte, bazinele cu izolații necorespunzătoare etc. De asemenea, izvoarele din zonă și apele provenite din precipitații reținute în zonele depresionare sau captate într-un mod defectuos, se pot infiltra în pămînt, micșorîndu-i în acest fel caracteristicile de rezistență și favorizînd astfel declanșarea fenomenelor de instabilitate.

Datele hidrologice prezintă o mare importanță. În timpul precipitațiilor se creează condiții favorabile producerii fenomenelor de instabilitate, în unele cazuri putîndu-se stabili corelații corespunzătoare cu concluzii semnificative.

Regimul apelor aflate sub presiune influențează deseori declanșarea alunecărilor și în consecință cercetările respective trebuie efectuate cu o deosebită atenție.

Istoricul desfășurării fenomenelor de instabilitate trebuie analizat cu discernămînt, pentru ca eventual prin corelare cu situațiile caracteristice survenite pe parcurs la fața locului să se poată trage concluzii interesante privind cauzele proceselor survenite: defrișări, executarea de săpături, producerea de vibrații etc. Solicitarea dinamică a traficului greu pe căile de comunicație prezintă deseori o anumită importanță asupra dezvoltării fenomenelor de instabilitate.

În ultimul timp, la cercetările privind desfășurarea proceselor de instabilitate, se utilizează pe scară din ce în ce mai mare fotogramele care furnizează și elemente cantitative privind deplasările. Luate pe parcurs, inclusiv înaintea producerii degradărilor, ele oferă o imagine sugestivă a desfășurării fenomenelor. În general, prin cercetarea atentă a fotogramelor, mai ales de către un personal de specialitate, se pot obține concluzii edificatoare necesare elucidării problemelor ridicate.

În unele țări, de exemplu în S.U.A., cercetarea alunecărilor de teren se începe cu studiul mineralogic al argilelor. Prezența unor anumite minerale într-un procent mai ridicat, de exemplu Na și K, denotă un caracter instabil al argilelor respective, fapt care permite depistarea zonelor de teren susceptibile la alunecări. Dintre metodele mai frecvent utilizate în această

direcţie se pot menţiona ; a) difracţia razelor X ; b) analiza termică diferenţială şi c) analiza petrografică ([15]).

Ridicările topografice, necesare la studiile geotehnice ale fenomenelor de instabilitate, variază de obicei de la scările 1 : 10 000 . . . 1 : 5 000 la 1 : 1 000.

Datele obţinute prin cercetările efectuate nu se pot fructifica într-un mod corespunzător, dacă nu sînt corelate între ele, astfel ca să se poată trage o concluzie generalizată privind problema interesată : precizarea cauzei fenomenelor de instabilitate şi stabilirea măsurilor necesare. Luarea în considerare numai a unor date disparate, fără a se ţine seama de tot complexul problemei, poate în frecvente cazuri să ducă la stabilirea de concluzii eronate. Eventual, pe parcursul cercetărilor, se poate renunţa la unele date, aprofundîndu-se în schimb studierea altora.

În general, cînd se dispune de multe date, este utilă reprezentarea lor grafică şi stabilirea de corelaţii între ele sau între acestea cu însăşi desfăşurarea fenomenelor de deplasare a pămînturilor.

8. CAPACITATEA PORTANTĂ

8.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Stabilitatea pămînturilor de fundație și a celor din masa unor construcții este dată de rezistența lor la alunecare. Această condiție este îndeplinită atunci cînd înclinarea față de verticală a efortului care acționează pe o suprafață nu depășește valoarea unui unghi limită de deviere ψ așa cum se poate urmări în figura 8.1.

Pentru rezolvarea în ansamblu a problemei stabilității, se impune luarea în considerare a unei serii de suprafețe din masa pămîntului, care pot lua diferite direcții în jurul punctelor în care se verifică condițiile de echilibru.

Eforturile maxime și minime posibile într-un punct și direcțiile după care acționează, intersectate între ele la 90°, poartă denumirea de eforturi principale maxime și minime. Prin calcule corespunzătoare s-a determinat ca valorile eforturilor dintr-un punct funcție de înclinarea planului considerat variază eliptic, așa cum se arată schematic în figura 8.2.

Stabilirea înclinării efortului care acționează asupra unui plan care trece printr-un punct, în care se verifică condițiile de echilibru, se poate face ușor cu ajutorul metodei „cercului de eforturi" așa cum se arată în figura 8.3. Pe axa absciselor se trec valorile efortului principal maxim σ_I și minim σ_{III}, iar diferența între acestea se consideră diametrul cercului de eforturi, care se

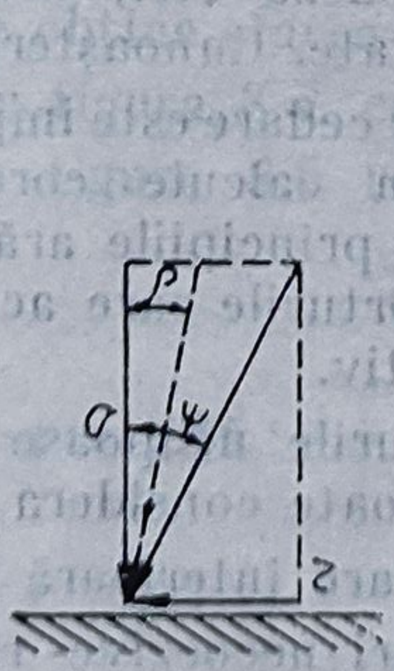


Fig. 8.1 — Unghiul de deviere

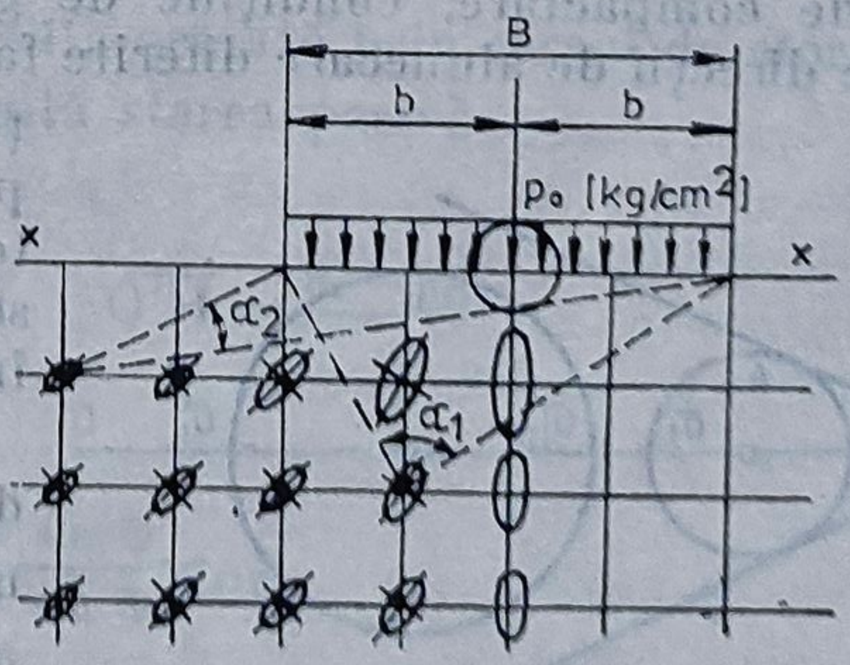


Fig. 8.2 — Orientarea eforturilor principale dintr-un pămînt de fundație (α_1 și α_2 sînt unghiurile de vedere)

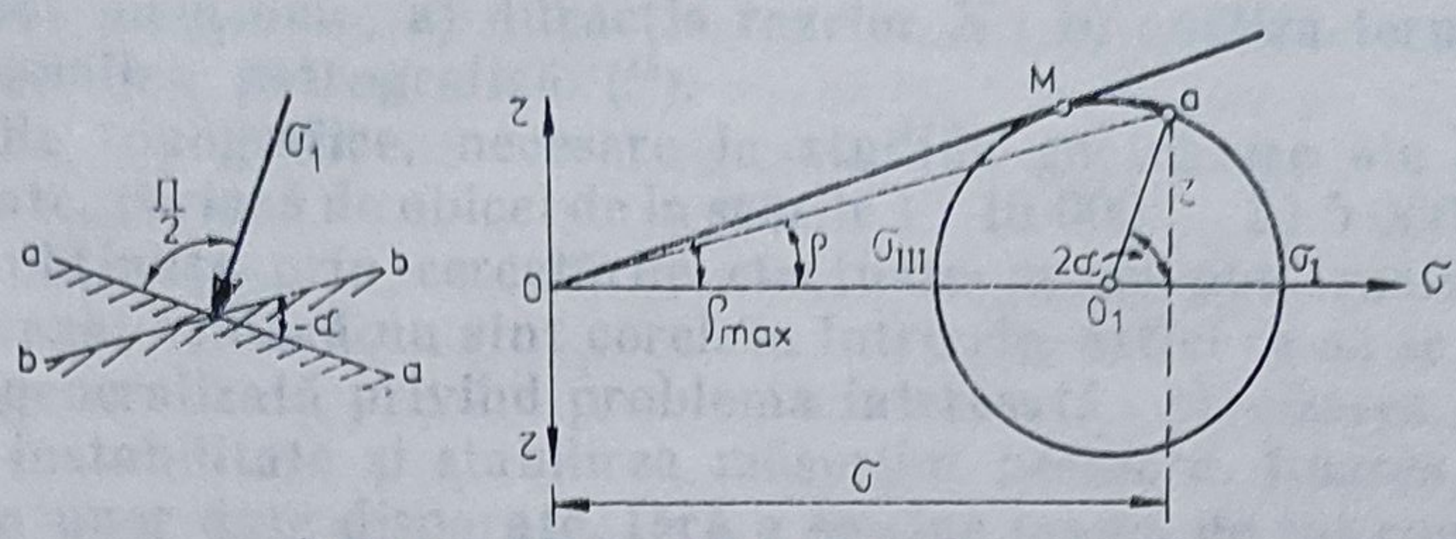


Fig. 8.3 — Cercul de eforturi

trasează în consecință. Ordonatele punctelor de pe circumferință reprezintă eforturile τ, iar abscisele din dreptul acestora, eforturile verticale σ.

Pentru determinarea efortului tangențial τ și normal σ, care acționează în planul *bb* înclinat cu unghiul α față de secțiunea solicitată de efortul principal σ_1 se procedează în felul următor : din centrul O_1 se duce raza, înclinată față de abscisă cu 2α, pînă la intersecția în punctul *a* cu cercul de eforturi ; în acest caz ordonata și abscisa acestui punct, adică τ și σ, reprezintă efortul tangențial și respectiv normal care acționează asupra planului *bb*. Este evident că unghiul dintre raza vector *Oa* și axa absciselor reprezintă unghiul de deviere, a cărui valoare maximă se realizează pentru planul în care eforturile tangențiale și normale sînt reprezentate prin punctul *M*. În situația $\rho_{max} = \psi_{max}$, așa cum s-a definit la începutul acestui capitol, în punctul *M* survine o stare de echilibru plastic, iar suprafețele corespunzătoare asupra căreia acționează eforturile respective τ_{max} și σ_{max} reprezintă planul posibil de alunecare. Prin depășirea lui ρ_{max} survine starea plastică a pămîntului, urmată de cedarea terenului de fundație sau a construcției de pămînt.

Față de cele arătate rezultă că starea de echilibru limită a unui pămînt nu este condiționată de mărimea eforturilor normale și tangențiale care acționează asupra unei suprafețe, ci de raportul dintre acestea. Situația respectivă rezultă clar din figura 8.4, în care se vede că starea de echilibru limită este posibilă la cercul *A* cu eforturi mai mici față de cercul *B*.

Considerentele strict teoretice de mai sus nu corespund totdeauna situațiilor reale datorită anizotropiei pămînturilor, cînd umiditatea, structura, starea de compactare, condițiile de geneză și diageneză etc., favorizează anumite direcții de alunecare diferite față de cele arătate. Cunoașterea direcțiilor posibile de cedare este importantă pentru ca prin calcule corespunzătoare, bazate pe principiile arătate, să se determine eforturile care acționează în cazul respectiv.

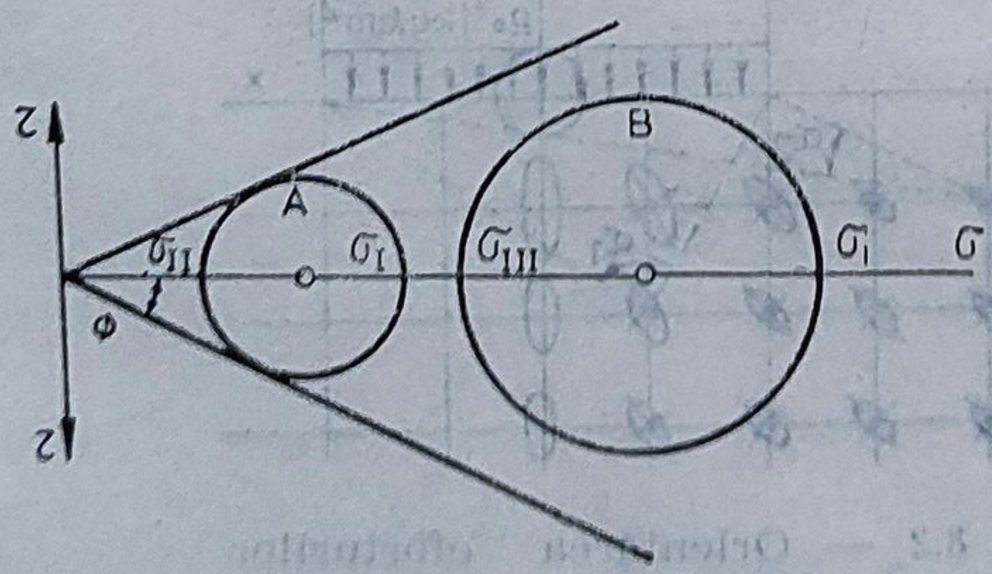


Fig. 8.4 — Cercuri de eforturi :
A — caz de echilibru limită ; *H* — caz de echilibru elastic

La pămînturile nisipoase unghiul de deviere se poate considera egal cu unghiul de frecare interioară Φ și la aceste pămînturi necoezive- rezistența la alunecare este dată numai de frecare exprimată prin produsul dintre efortul vertical σ și tg Φ, adică $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\, \Phi$.

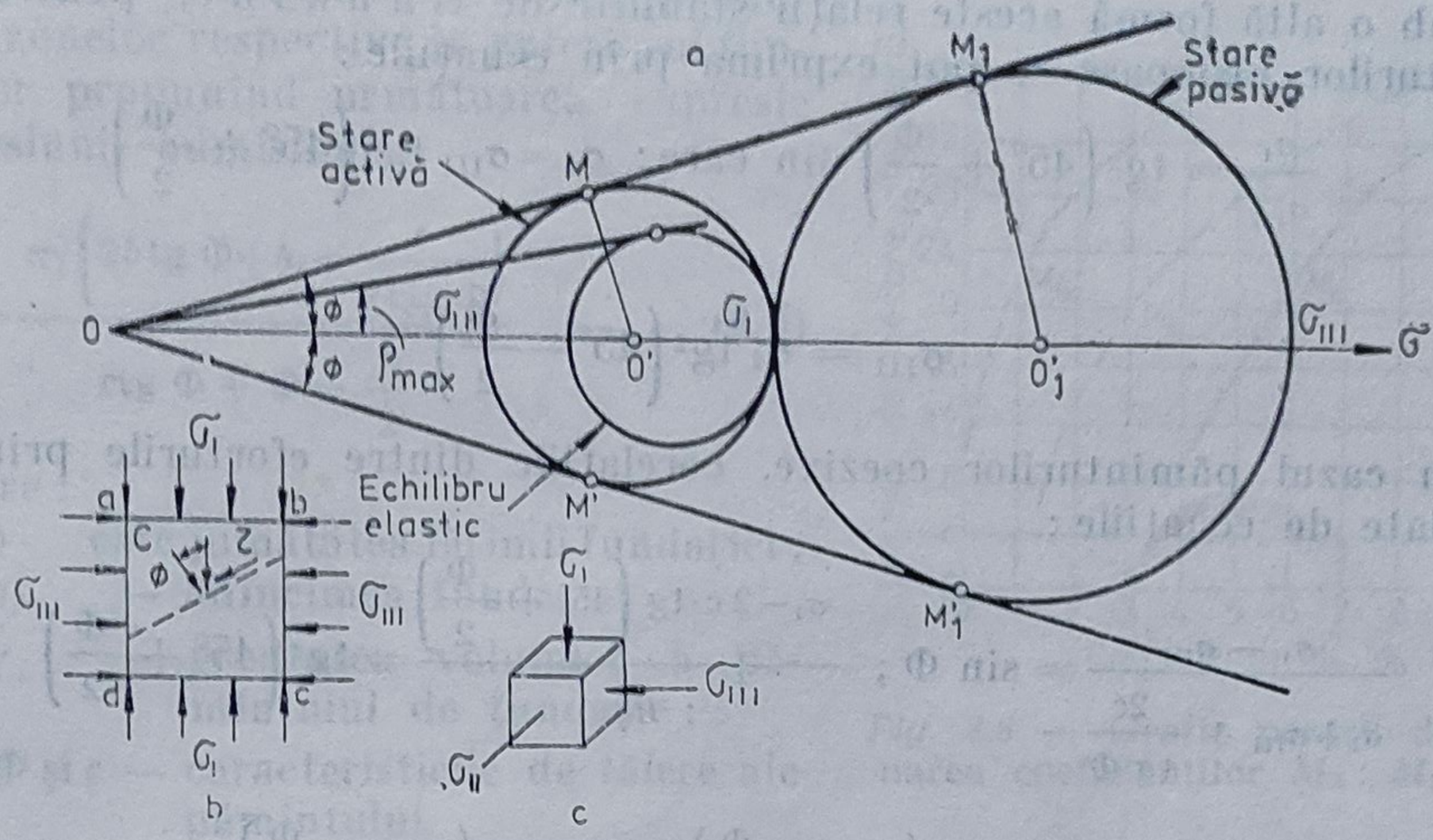


Fig. 8.5 — Cercurile de eforturi, în cazul stării de echilibru activă și pasivă al unui pămînt nisipos

Din această relaţie rezultă că în cazul eforturilor normale egale cu 0, rezistenţa pămînturilor nisipoase este anihilată.

În vederea unei înţelegeri mai bune de ansamblu a problemei, se impune cercetarea condiţiilor de echilibru la un cub elementar de pămînt pe suprafeţele căruia acţionează eforturile principale σ_I, σ_{II} şi σ_{III}, aşa cum se arată în figura 8.5 ; dat fiind că eforturile σ_{II} nu influenţează σ_I şi σ_{III}, examinarea se reduce numai la cazul secţiunii arătate în figura respectivă ([13]).

Condiţiile de stabilitate sînt asigurate în situaţia că dreptele trasate din originea axei σ cu înclinări α nu depăşesc cercul de eforturi. Starea de echilibru limită, aşa cum rezultă clar din figura 8.5 se poate realiza fără a se acţiona asupra eforturilor verticale, variind însă eforturile σ_{III} care acţionează lateral. Prin efectuarea unei destinderi laterale-orizontale, adică micşorarea acestor eforturi, cercul respectiv de eforturi devine tangent la dreptele înclinate cu Φ faţă de axa σ şi se obţine astfel o stare de echilibru limită, denumită activă. Menţinîndu-se efortul vertical σ_I constant şi de data aceasta procedîndu-se la o comprimare laterală-orizontală prin mărirea lui σ_{III}, se poate obţine starea de echilibru limită arătată prin cercul de eforturi mai mari din figura 8.5, care este denumită starea pasivă.

Din figura 8.5 rezultă :

$$\overline{OO'} = \frac{\sigma_I + \sigma_{III}}{2}; \qquad \overline{O'M} = \frac{\sigma_I - \sigma_{III}}{2}$$

şi în consecinţă :

$$\sigma_I = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \cdot \sigma_{III}$$

de unde :

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_{III}} = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \qquad (8.1)$$

Sub o altă formă aceste relaţii stabilite de R a n k i n e, pentru cazul pămînturilor nisipoase se pot exprima prin ecuaţiile :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{III}} = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) \text{ din care: } \sigma_1 = \sigma_{III} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)$$

sau :

$$\sigma_{III} = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \tag{8.2}$$

În cazul pămînturilor coezive, corelaţiile dintre eforturile principale sînt date de ecuaţiile :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_{III}}{\sigma_1 + \sigma_{III} + \dfrac{2c}{\operatorname{tg}\Phi}} = \sin\Phi\,; \quad \frac{\sigma_1 - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \dfrac{\Phi}{2}\right)}{\sigma_{III}} = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)$$

$$\sigma_I = 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) + \sigma_{III} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)$$

sau :

$$\sigma_{III} = -2c \cdot \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) + \sigma_I \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \tag{8.3}$$

Cunoaşterea eforturilor principale prezintă o mare importanţă la rezolvarea problemei în legătură cu mecanica aplicată la construcţii : la stabilitatea pămînturilor de fundaţii, evaluarea împingerii pămînturilor asupra zidurilor de sprijin etc.

8.2. PREVENIREA FORMĂRII DE ZONE PLASTICE ŞI EVITAREA REFULĂRII PĂMÎNTULUI DE FUNDAŢIE

În general stabilitatea pămînturilor de fundaţie este dată de rezistenţa acestora la alunecare-tăiere care în majoritatea cazurilor se stabileşte cu relaţia lui Coulomb menţionată anterior. În punctele unde această condiţie nu este satisfăcută, unghiul de deviere maxim θ_{max} depăşeşte unghiul de frecare interioară Φ şi zonele unui teren de fundaţie cu astfel de situaţii, denumite plastice, pot cauza cedarea construcţiilor respective. Determinarea stabilităţii din acest punct de vedere şi al siguranţei contra refulării terenului de fundaţie, în vederea verificării capacităţii portante limite, în conformitate cu recomandările din STAS 8316-77 şi din unele normative străine, se efectuează în următoarele situaţii :

a. dacă pămînturile de fundaţie sînt slabe fiind caracterizate prin $\Sigma\sigma_2 \geqslant 6\%$ (în care : $\Sigma\sigma_2$ este tasarea specifică sub presiunea $\sigma_2 = 200$ kPa), $I_c < 0{,}5$ sau $e > 1{,}1$ pentru argile, $e > 1{,}0$ pentru argile prăfoase sau nisipoase şi $e > 0{,}7$ pentru nisipuri sau prafuri argiloase ;

b. la construcţii cu solicitări orizontale — de exemplu, ziduri de sprijin ;

c. pentru construcţii aşezate în vecinătatea unor taluzuri.

Principiul evitării totale de formare a zonelor plastice este însă exagerat şi conduce la o supradimensionare nejustificată a fundaţiilor. În această situaţie în SNIP II B 1-62 se admite formarea de zone plastice restrînse,

iar M a s l o v consideră posibilă producerea zonelor respective în exteriorul fundațiilor propunînd următoarea expresie a presiunii admisibile :

$$p'_{adm} = \frac{\pi\gamma\left(2b\,\mathrm{tg}\,\Phi + h_f + \dfrac{c}{\gamma\,\mathrm{ctg}\,\Phi}\right)}{\mathrm{ctg}\,\Phi + \Phi - \dfrac{\pi}{2}} \qquad (8.4)$$

în care :

b este jumătatea lățimii fundației ;
h_f — adîncimea fundației ;
γ — greutatea volumică a pămîntului de fundație ;
Φ și c — caracteristicile de tăiere ale pămîntului.

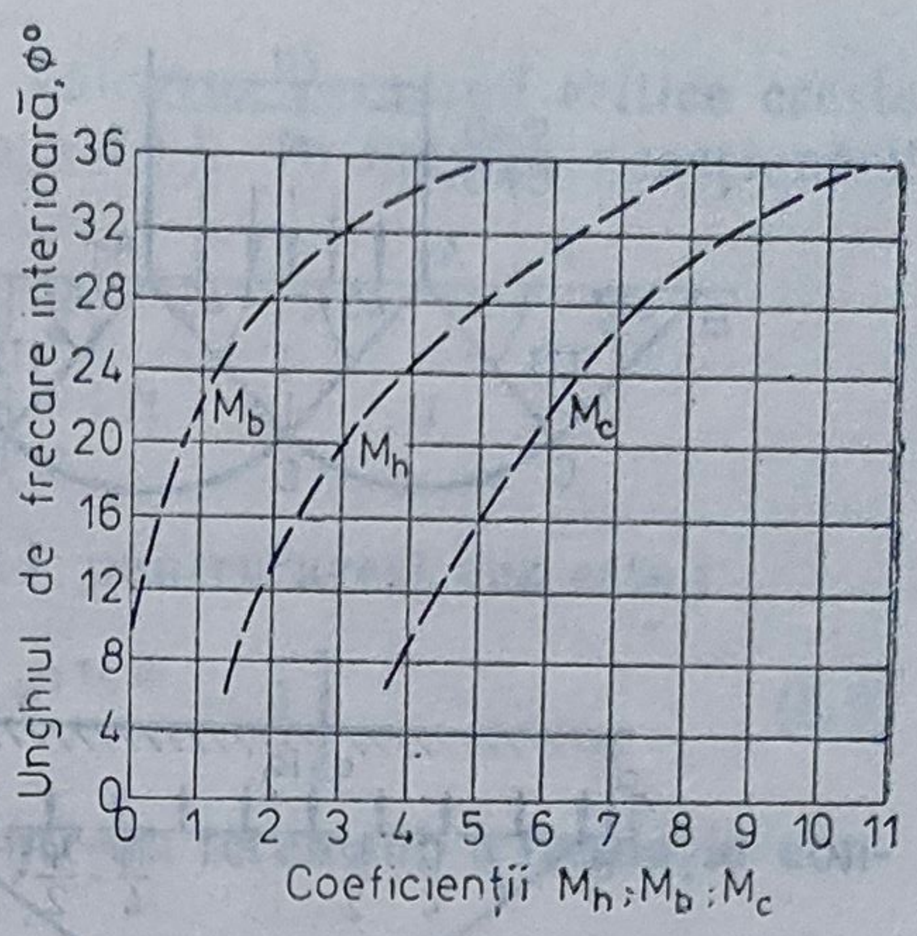


Fig. 8.6 — Grafic pentru determinarea coeficienților M_h ; M_b și M_c

Pentru o utilizare mai ușoară, această formulă se poate rezolva cu ajutorul graficului din figura 8.6, în care scop ea se pune sub forma :

$$p_{adm} = (M_b \cdot 2 \cdot b + M_h \cdot h_f) \cdot \gamma + M_c \cdot c \qquad (8.5)$$

semnificațiile literelor b, h_f, γ și c fiind aceleași ca în formula 8.4.

Modul de aplicare al acestui procedeu se înțelege mai bine din rezolvarea exemplului prezentat în continuare.

Se cere determinarea presiunii admisibile pentru următoarele date : lățimea fundației $2b = 12$ m, adîncimea fundației $h_f = 2{,}0$ m, greutatea volumică a pămîntului de fundație $\gamma = 0{,}98$ t/m^3, $\Phi = 22°$ și $c = 0{,}2$ daN/cm^2 ([24]).

În funcție de valorile coeficienților M_b, M_h și M_c, introduși în formula 8.5 se obține :

$$p_{adm} = (0{,}985 \cdot 12 + 3{,}44 \cdot 2)0{,}98 + 6{,}04 \cdot 2 = 30{,}4 \text{ t/m}^2.$$

În cazul unor pămînturi coezive, această formulă este utilizabilă pentru $\Phi > 5 \ldots 7°$. Cercetările mai amănunțite arată că formula respectivă este aplicabilă la fundațiile flexibile restrînse, deoarece în cazul unor tălpi de fundare mai dezvoltate așezate pe pămînturi slabe neomogene sînt posibile ușoare cedări locale.

Verificarea capacității portante limite se efectuează mai frecvent în ipoteza evitării refulării pămîntului de fundație și în această situație au fost elaborate o serie de premize.

În prezent modul real de comportare a terenului în condițiile limită de echilibru nu se cunoaște cu precizie, astfel că în vederea stabilirii unor ecuații de echilibru între solicitarea dată de construcție și rezistența pămîntului din fundație, se fac o serie de ipoteze simplificatoare :

— pămîntul se consideră nedeformabil, pînă în momentul cînd survine cedarea sa ;

— se presupune că starea de echilibru limită se produce în mod uniform pe toată suprafața de alunecare presupusă ;

— rezistența pămîntului la alunecare variază liniar în funcție de presiunea verticală etc.

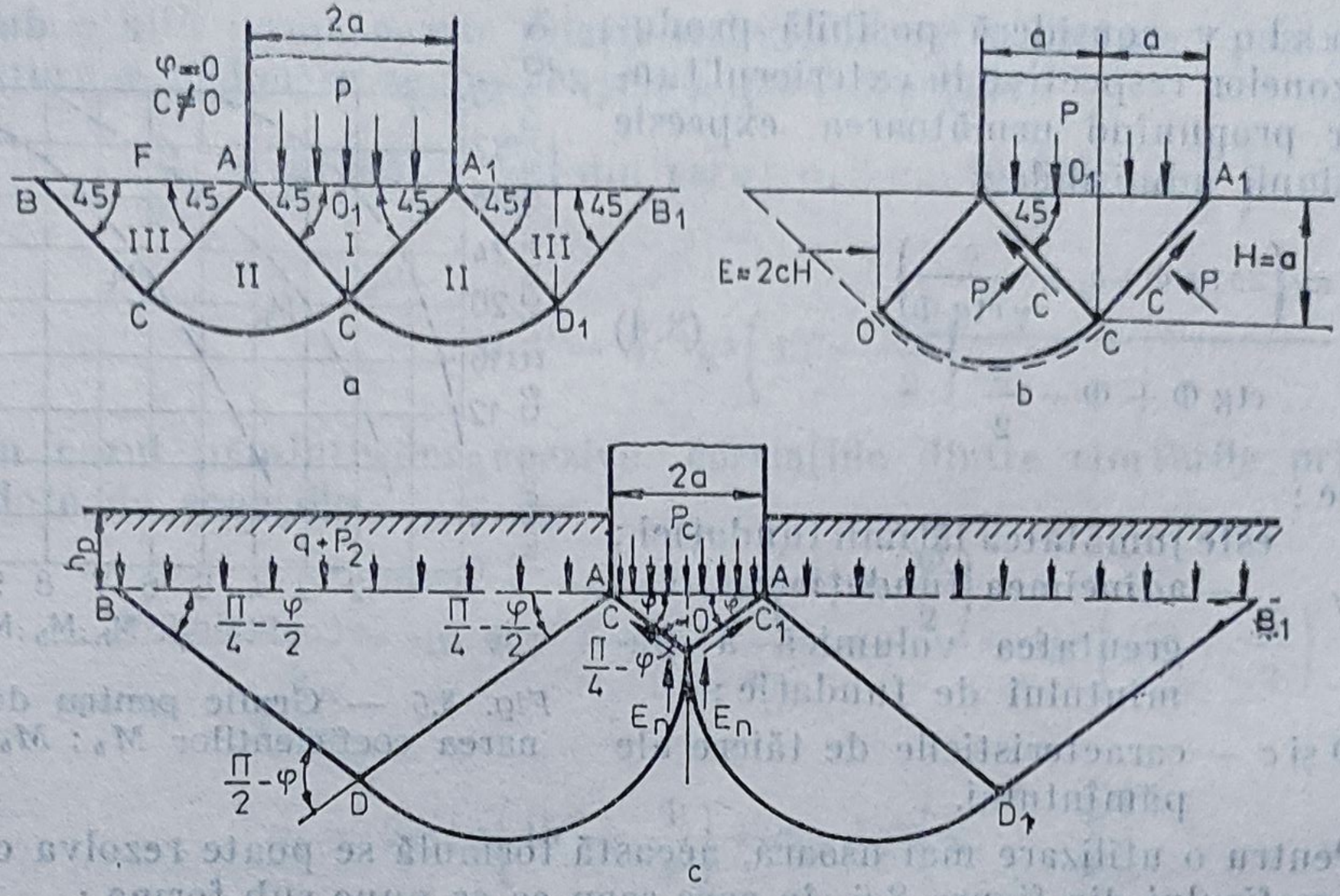


Fig. 8.7 — Scheme de cedare a pământului de fundație propuse de: *a* — Prandtl; *b* — Ben Hansen; *c* — Terzaghi

Referitor la modul de cedare prin refulare al pământului din fundație diferiți cercetători au în vedere o serie de scheme simplificatoare, din care în figura 8.7 se prezintă cele propuse de Prandtl, Ben Hansen și Terzaghi.

Zona I, arătată în figura 8.7, *a* cu forma triunghiulară, exercită un efect de pană asupra pământului învecinat, zonele II reprezintă porțiuni de tranzit și zonele III opun rezistență pasivă acțiunii active a zonei I. Prin luarea în considerare de la caz la caz a forțelor care acționează în schemele prezentate: solicitarea fundației, greutatea pământului, rezistența la alunecare etc., se obțin în final ecuațiile de echilibru între solicitarea fundației și rezistența pământului.

În ipoteza că pământul prezintă numai coeziune și neluînd în considerare greutatea sa proprie, Prandtl a stabilit următoarea expresie a presiunii critice la talpa de fundare:

$$p_{cr} = (\pi + 2{,}0)c = 5{,}14\ c \tag{8.6}$$

Pentru aceleași ipoteze, luînd însă în considerare rugozitatea tălpii de fundare, Terzaghi propune formula:

$$p_{cr} = 5{,}71\ c \tag{8.7}$$

iar Schield pentru fundațiile dreptunghiulare cu lățimea fundației $2b$ și lungimea l:

$$p_{cr} = \left(5{,}14 + \frac{b}{l}\right)c.$$

În legătură cu această ultimă expresie se observă că pentru o fundație continuă se obține formula propusă de Prandtl.

În cazul acționării frecării cînd $\Phi \neq 0$, valoarea presiunii critice crește substanțial; în funcție de calculele lui P r a n d t l, în ipoteza neacționării greutății proprii a pămînturilor rezultă:

$$\text{la } \Phi = 10^\circ \quad p_{cr} = 6{,}98 \; c;$$
$$\text{la } \Phi = 20^\circ \quad p_{cr} = 10{,}33 \; c;$$
$$\text{la } \Phi = 30^\circ \quad p_{cr} = 17{,}40 \; c.$$

Expresia generală stabilită de P r a n d t l pentru acest caz este:

$$p_{cr} = \frac{c}{\operatorname{tg} \Phi} \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \Phi} - 1 \right] \tag{8.9}$$

Valoarea maximă a efortului de tăiere τ într-un teren sub o fundație continuă, acționată de sarcina unitară p_0, este:

$$\tau_{max} = \frac{p_0}{\pi} \cdot \sin \alpha \tag{8.10}$$

în care:

α este unghiul de vedere avînd semnificația arătată în figura 8.2.

Pentru încărcări la suprafața terenului variind triunghiular, așa cum este cazul la diguri și baraje, cel mai mare efort de tăiere produs în pămîntul de fundație este:

$$\tau_{max\ max} = 0{,}256 \; p_0 \tag{8.11}$$

în care:

p_0 este sarcina maximă așa cum se vede în figura 8.8

Variația eforturilor de tăiere sub o construcție cu epura sarcinilor avînd o formă triunghiulară se poate vedea în figura 8.8 în care axele de referință au semnificațiile $d = \frac{x}{b}$ și $v = \frac{z}{b}$.

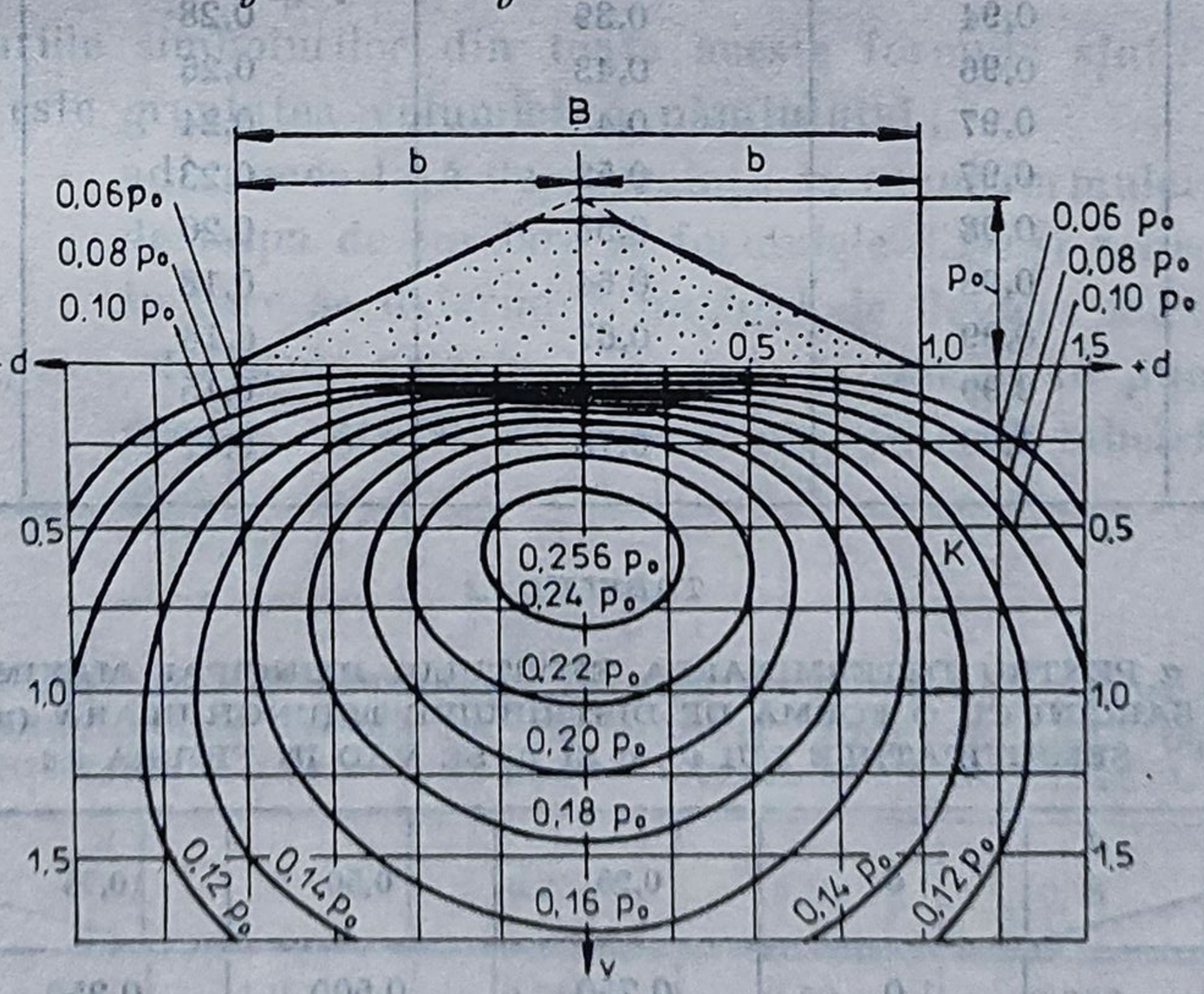


Fig. 8.8 — Variația eforturilor de tăiere maxime sub o construcție cu variația sarcinilor după formă triunghiulară $\left(d = \frac{x}{b} \text{ și } v = \frac{z}{b} \right)$

TABELUL 8.1

COEFICIENȚII μ, ν ȘI ε PENTRU DETERMINAREA EFORTURILOR PRINCIPALE p_1 ȘI p_2, A EFORTURILOR DE TĂIERE MAXIME τ_{max} ȘI UNGHIURILOR DE DEVIERE MAXIME θ_{max}, FUNCȚIE DE UNGHIURILE DE VEDERE α PENTRU SARCINI UNIFORM DISTRIBUITE p_0; ($p_1=\mu p_0$; $p_2=\nu p_0$; $\tau_{max}=\varepsilon p_0$) ; SEMNIFICAȚIA LUI α SE VEDE ÎN FIGURA 8.2

Unghiul de vedere α	μ pentru p_1	ν pentru p_2	ε pentru τ_{max}	Unghiul de deviere θ_{max}
0	0,00	0,00	0,00	90
20	0,23	0,00	0,11	74
25	0,27	0,01	0,15	72
30	0,32	0,01	0,16	69
35	0,35	0,01	0,18	68
40	0,42	0,02	0,20	64
45	0,48	0,03	0,23	60
50	0,52	0,04	0,24	58
55	0,57	0,05	0,26	56
60	0,61	0,06	0,28	54
65	0,65	0,07	0,29	54
70	0,69	0,09	0,30	49
75	0,72	0,10	0,31	47
80	0,76	0,13	0,31	45
85	0,79	0,15	0,32	42
90	0,82	0,18	0,32	40
95	0,85	0,21	0,32	37
100	0,87	0,24	0,31	35
105	0,90	0,28	0,31	32
110	0,91	0,31	0,30	30
115	0,93	0,35	0,29	27
120	0,94	0,39	0,28	24
125	0,96	0,43	0,26	22
130	0,97	0,48	0,24	20
135	0,97	0,52	0,23	17
140	0,98	0,58	0,20	15
145	0,98	0,64	0,18	13
150	0,99	0,67	0,16	11
155	0,99	0,72	0,15	9
160	1,00	0,78	0,11	7

TABELUL 8.2

COEFICIENȚII α PENTRU DETERMINAREA EFORTULUI PRINCIPAL MAXIM p_1 ÎN CAZUL UNOR SARCINI CU O FORMĂ DE DISTRIBUIRE TRIUNGHIULARĂ ($p_1=\alpha p_0$) : SEMNIFICAȚIILE LUI v ; d ȘI p_0 SE VĂD ÎN FIGURA 8.8

v \ d	0	0,25	0,50	0,75	1,00
0	1,0	0,750	0,500	0,250	0,0
0,25	0,828	0,750	0,593	0,406	0,255
0,50	0,711	0,657	0,550	0,430	0,313
0,75	0,606	0,567	0,490	0,419	0,323
1,00	0,500	0,480	0,450	0,402	0,335

Pentru fundații de formă pătrată valoarea celui mai mare efort de tăiere este asemănătoare și anume:

$$\tau_{max\ max} = 0{,}25\ p_0 \tag{8.12}$$

Valorile respective ale eforturilor de tăiere trebuie să fie inferioare valorii τ din formulele 3.1 și 3.2.

La pămînturile nisipoase sau la cele caracterizate prin acționarea frecării și coeziunii stabilitatea se apreciază sub prisma unghiului de deviere maxim θ_{max}, care nu trebuie să depășească unghiul de frecare interioară și în această situație urmează să se țină seama de presiunea asupra planului de tăiere, inclusiv sarcina geologică.

Expresiile unghiului de deviere maxim θ_{max} pentru diferite situații sînt:

— pămînturi necoezive încărcate la suprafață

$$\sin \theta_{max} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2 + 2\gamma z}; \tag{8.13}$$

— pămînturi necoezive încărcate la adîncimea de fundare h_f

$$\sin \theta_{max} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2 + 2\gamma(z + h_f)}; \tag{8.14}$$

— pămînturi caracterizate prin frecare și coeziune, încărcate la adîncimea de fundare h_f

$$\sin \theta_{max} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2 + 2\gamma(z + h_f + h_c)}. \tag{8.15}$$

h_c avînd semnificația $\frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \Phi}$.

Semnificațiile simbolurilor din toate aceste formule sînt:

— γ este greutatea volumică a pămîntului;

— z — adîncimea față de suprafață în cazul formulei 8.13 și față de talpa de fundare la formulele 8.14 și 8.15 a punctului în care se determină unghiul de deviere maxim;

— p_1 și p_2 — eforturile principale maxim și minim în punctele considerate, care se determină cu ajutorul tabelelor 8.1; 8.2 și 8.3.

TABELUL 8.3

COEFICIENȚII α PENTRU DETERMINAREA EFORTULUI PRINCIPAL MINIM p_2 ÎN CAZUL UNOR SARCINI CU O FORMĂ DE DISTRIBUȚIE TRIUNGHIULARĂ ($p_2 = \alpha p_0$); SEMNIFICAȚIILE LUI v; d ȘI p_0 SÎNT ACELEAȘI CA ÎN TABELUL 8.2

v \ d	0	0,25	0,50	0,75	1,0
0	1,0	0,750	0,50	0,250	0,00
0,25	0,413	0,345	0,242	0,125	0,049
0,50	0,192	0,178	0,121	0,069	0,048
0,75	0,096	0,091	0,068	0,049	0,046
1,00	0,060	0,050	0,048	0,047	0,045

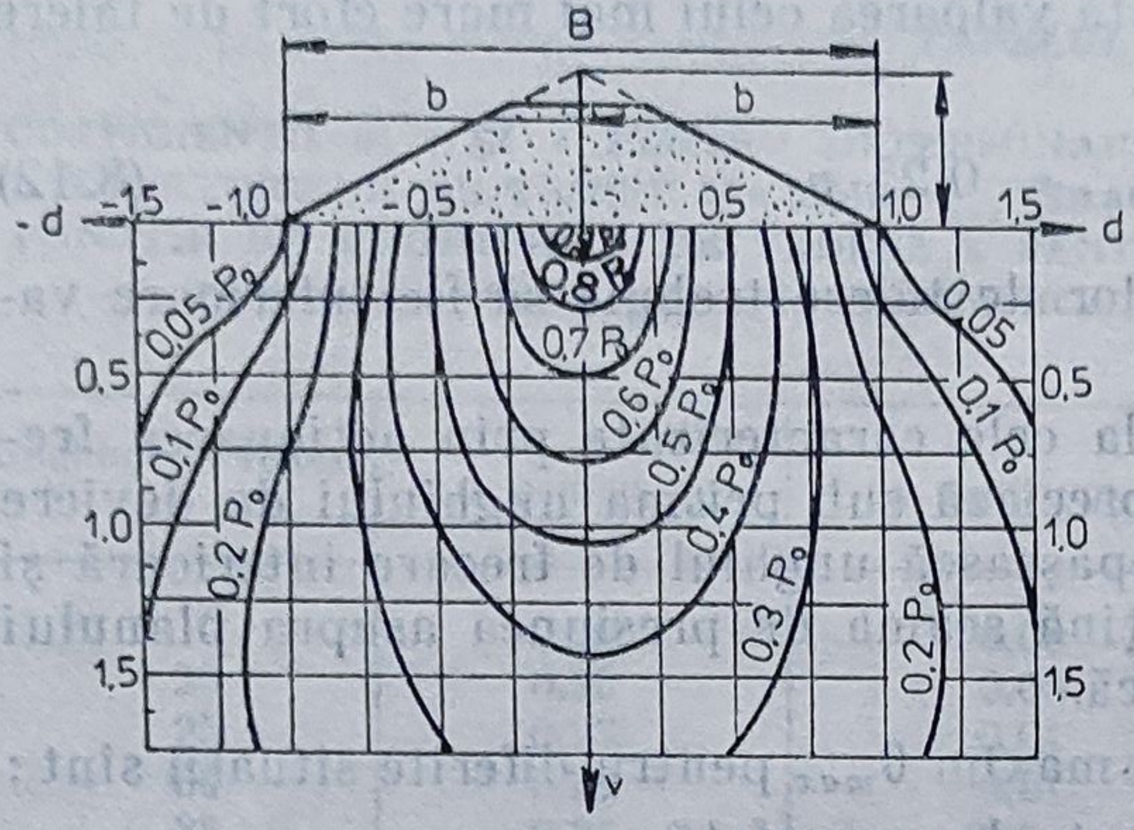


Fig. 8.9 — Variația eforturilor verticale normale p_z în cazul unor sarcini cu formă de distribuire triunghiulară $\left(d=\frac{x}{b} \text{ și } v=\frac{z}{b}\right)$

Pentru determinarea eforturilor verticale normale p_z în cazul unor sarcini cu o formă de distribuire triunghiulară, în paralel cu tabelul 8.2 se poate utiliza graficul din figura 8.9. în care se păstrează aceeași semnificație a coeficienților.

Expresiile presiunii critice după T e r z a g h i sînt stabilite în două variante :

— pentru pămînturile argiloase tari sau nisipoase care pot provoca o cedare bruscă a construcției ;

— la argile plastice de consistență scăzută care în urma unor încărcări mari suferă, într-o primă fază, deformații pronunțate, urmînd ca tasările mari și cedarea să survină într-o a doua fază.

Formulele capacităților portante, stabilite în ambele variante, sînt asemănătoare, variația reducîndu-se la valorile diferite ale coeficienților de capacitate portantă N_γ, N_q și N_c după cum se va arăta ulterior :

a. pentru fundații continue :

$$p_{cr} = \gamma b N_\gamma + \gamma h_f N_q + c N_c \tag{8.16}$$

b. pentru fundații pătrate :

$$p_{cr} = 0{,}8\ \gamma b N_\gamma + \gamma h_f N_q + 1{,}3\ c N_c \tag{8.17}$$

în care :

N_γ, N_q și N_c sînt coeficienți care se determină cu ajutorul graficului din figura 8.10, separat pentru cele două variante ;

b — jumătate din lățimea fundației ;

h_f — adîncimea de fundare ;

c — coeziunea.

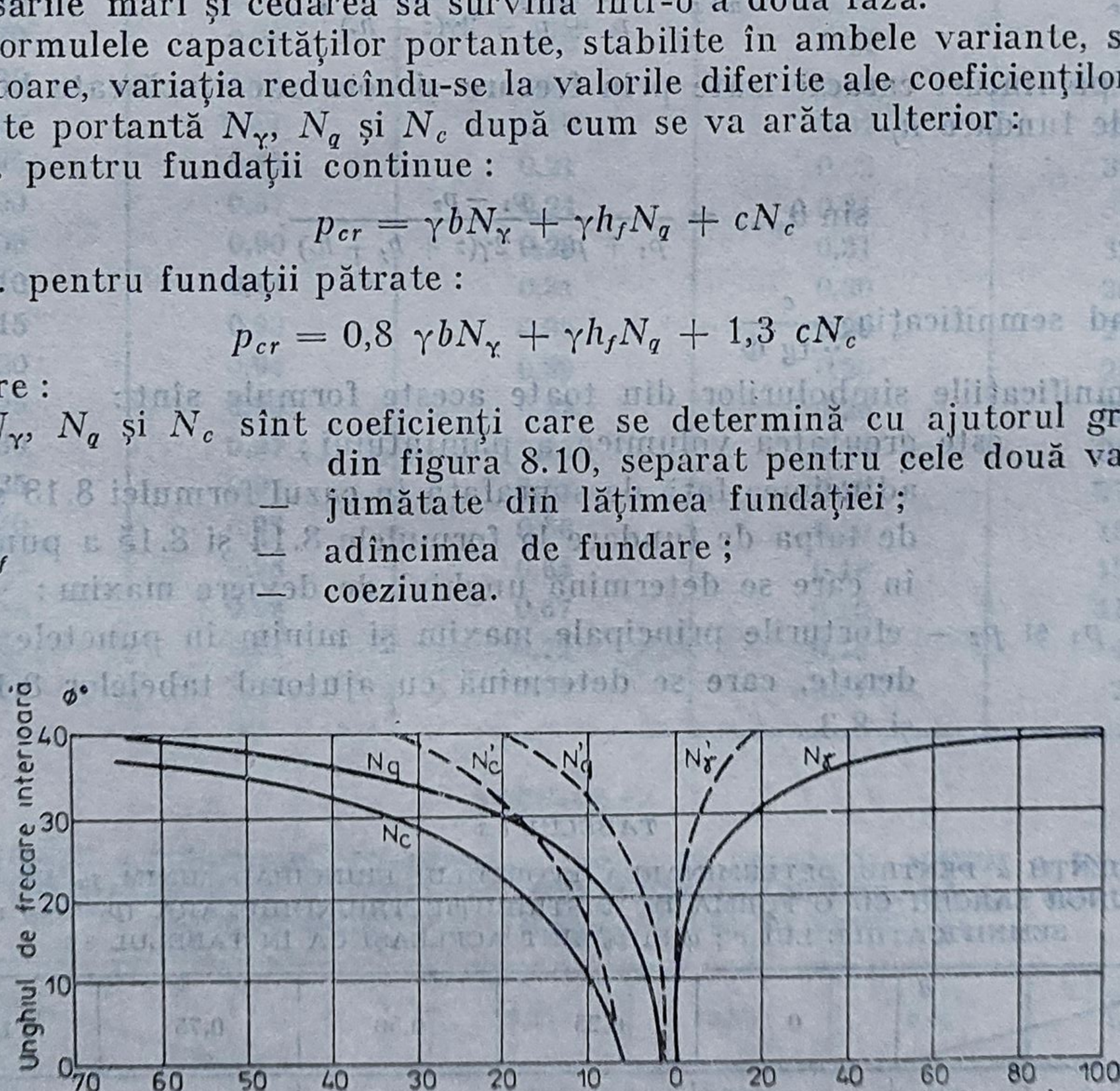


Fig. 8.10 — Grafic pentru determinarea coeficienților de capacitate portantă N_γ, N_q și N_c la pămînturile tari și N'_γ, N'_q și N'_c la pămînturile slabe, funcție de unghiul de frecare interioară

Pentru obținerea presiunii admisibile, capacitatea portantă obținută cu aceste formule se împarte cu 2 sau 3.

Exemplu. Se cere determinarea presiunii admisibile la o talpă de fundarea continuă cu lățimea $2\,b = 12{,}5$ m și adîncimea $h_f = 2$ m, pentru un pămînt care prezintă caracteristicile $\Phi = 18°$, coeziunea $c = 1{,}2$ t/m² și $\gamma = 1{,}05$ t/m³ (²⁴).

Coeziunea redusă denotă o consistență scăzută prevăzută în varianta a doua. Coeficienții de capacitate portantă N'_γ ; N'_q și N'_c determinați cu ajutorul graficului din figura 8.10 au valorile de respectiv 1 ; 3,2 și 11 și în consecință presiunea critică este :

$$p_{cr} = 1{,}05 \cdot 6{,}26 \cdot 1{,}0 + 1{,}05 \cdot 2 \cdot 3{,}2 + 1{,}2 \cdot 11{,}0 = 26{,}5 \text{ t/m}^2 =$$

$$= 2{,}65 \text{ daN/cm}^2$$

și admițînd un coeficient de siguranță 2, va rezulta presiunea admisibilă $p_{adm} = 2{,}65 : 2 = 1{,}33$ daN/cm².

Se poate menționa că relațiile 8.16 și 8.17 au fost stabilite în afară de Terzaghi și de către Buisman, din care cauză ele poartă denumirea acestor doi ingineri.

În ultimul timp, coeficienții de capacitate portantă arătați mai sus au fost verificați la scară mare de mulți specialiști (Meyerhof, De Beer, Brinch Hansen etc.) și deși lucrările de studii respective continuă, în prezent se manifestă tendința utilizării pentru N_γ, N_q și N_c a valorilor propuse de Prandtl—Reissner și Caquot—Kérisel, asemănătoare cu cele adoptate în normativele noastre și care sînt arătate în tabelul 8.4.

Relația necesară stabilirii presiunii critice, arătată în STAS 8316-77 pentru cazul rezultantei de solicitare a fundației cu o înclinare mai mică de 5° față de verticală și în condițiile unei stratificații aproape orizontală este :

$$p_{cr} = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c \qquad (8.18$$

în care :

p_{cr} — este presiunea la talpa de fundare în condiții de echilibru limită (presiunea critică), în kPa ;

γ — greutatea volumică de calcul a straturilor de pămînt de sub talpa fundației, în kN/m³ ;

$B' = B - 2 \cdot e_1$, B — fiind latura mică a fundației și e_1 excentricitatea rezultantei încărcării față de axa longitudinală a tălpii fundației ; . . . . . (8.19)

N_γ ; N_q ; N_c — coeficienți de capacitate portantă care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară Φ al straturilor de pămînt de sub talpa fundației, conform tabelului 8.4 ;

q — suprasarcina de calcul care acționează la nivelul tălpii fundației, lateral față de construcție, în kPa ;

c — coeziunea straturilor de pămînt de sub talpa fundației în kPa ;

λ_γ ; λ_q ; λ_c — coeficienți de formă ai tălpii fundației conform tabelului 8.5.

TABELUL 8.4

VALORILE COEFICIENȚILOR DE CAPACITATE PORTANTĂ

Φ	N_γ	N_q	N_c
0°	0,0	1,0	5,1
5°	0,1	1,6	6,5
10°	0,2	2,5	8,3
15°	0,7	3,9	11,0
20°	1,8	6,4	14,8
22°30′	2,7	8,2	17,5
25°	4,1	10,7	20,7
27°30′	6,1	13,9	24,9
30°	9,0	18,4	30,1
32°30′	13,6	24,6	37,0
35°	20,4	33,3	46,1
37°30′	31,0	45,8	58,4
40°	47,7	64,2	75,3
42°30′	75,0	91,9	99,3
45°	120,5	133,9	133,9

TABELUL 8.5

COEFICIENȚII DE FORMĂ A FUNDAȚIEI

Forma fundației	$\lambda_c : \lambda_q$	λ_γ
Continuă	1,0	1,0
Dreptunghiulară $B/L \geqslant 0,2$	$1 + 0,3 \cdot B'/L'$*	$1 - 0,4 \cdot B'/L'$
Pătrat, cerc	1,3	0,6

* Semnificația lui B' a fost dată de formula 8.19 iar $L' = L - 2 \cdot e_1$, L fiind lungimea fundației și e_i excentricitatea rezultantei forțelor față de axa transversală. (8.20)

În cazul prezenței sub fundație a unor straturi a căror caracteristici de rezistență Φ și c nu variază cu mai mult de 50%, se pot accepta pentru calculul capacității portante valorile Φ, c și γ, ca medii ponderate cu contribuția fiecărui strat.

TABELUL 8.6

VALORILE COEFICIENTULUI $f(\Phi)$

$\Phi°$	$f(\Phi)$
0	0,70
5	0,75
10	0,80
15	0,85
20	0,92
25	1,00
30	1,10
35	1,30
40	1,70
45	2,70

Grosimea masei de pământ de sub fundație, ale cărei caracteristici geotehnice Φ, c și γ intervin în stabilirea presiunii critice p_{cr}, se determină cu formula :

$$t = Bf(\Phi) \tag{8.21}$$

în care :

t este grosimea masei de pământ, în m ;
B — lățimea fundației în, m ;
$f(\Phi)$ — coeficient adimensional stabilit cu ajutorul tabelului 8.6 în funcție de unghiul de frecare Φ al pământului în contact cu talpa fundației.

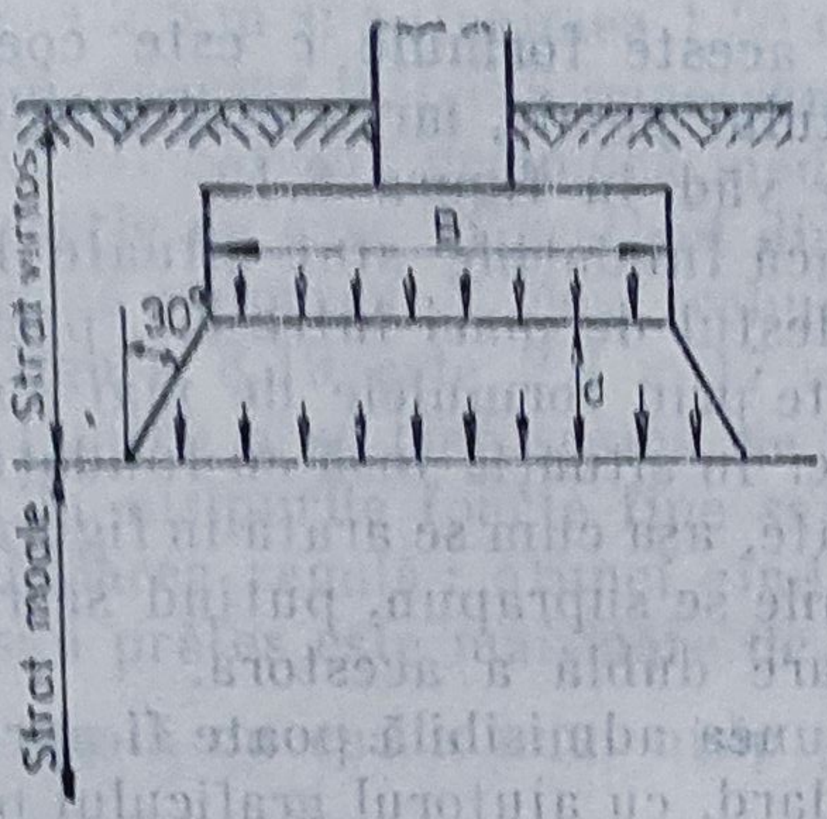


Fig. 8.11 — Cazul unui pămînt moale la adîncimea *d* față de talpa de fundare

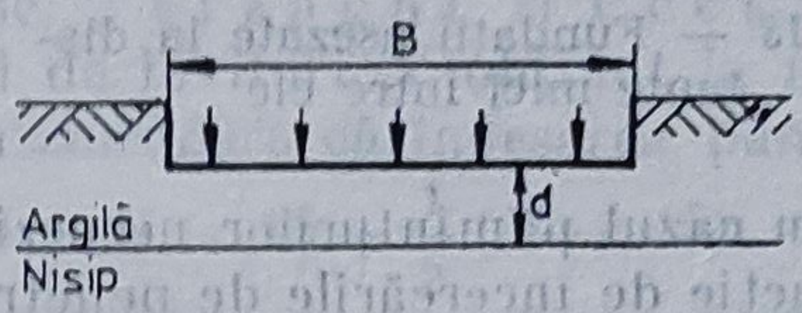


Fig. 8.12 — Fundațiile așezate pe un strat subțire de pămînt moale

Relativ la influența rezistenței de tăiere a pămînturilor aflate deasupra patului de fundare, sesizată de unii specialiști, în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, aceasta nu se are în vedere datorită capacității portante în general scăzute a terenurilor caracterizate prin umidități ridicate.

În legătură cu apa subterană, se va avea în vedere faptul că în majoritatea cazurilor aceasta se poate găsi în zona cotei de fundare, fiind astfel necesară luarea în considerare a efectului de subpresiune asupra pămînturilor, adică va fi afectat coeficientul q din formula 8.18.

În unele cazuri, la o adîncime relativ mică sub talpa fundațiilor se găsesc straturi de pămînturi cu o capacitate portantă redusă, fapt care trebuie luat în considerare la proiectare. În acest caz T o m l i n s o n consideră că încărcarea dată de fundație se distribuie în limita unor planuri înclinate cu 30° față de verticală, așa cum se arată în figura 8.11.

În eventualitatea că stratul dintre talpa de fundare și pămîntul moale este mai rezistent, se va ține seama de rezistența sa la ponsonare. Astfel, presiunea pe suprafața stratului moale se va calcula cu formula :

$$P_m = \frac{W - P_t}{A} \tag{8.22}$$

în care :

W este sarcina totală la nivelul tălpii ;

P_t — rezistența la tăiere perimetrală, egală cu produsul dintre efortul unitar de tăiere cu perimetrul fundației și grosimea stratului tare ;

A — suprafața fundației ([40]).

Cînd fundațiile se execută pe un strat argilos mîlos subțire, urmat de un strat relativ tare, așa cum se arată în figura 8.12, se creează pericolul strivirii și refulării pămîntului de sub construcție. În vederea evitării producerii acestor fenomene, tot T o m l i n s o n recomandă să nu se depășească capacitatea portantă a pămîntului moale, dată de următoarele relații :

— în cazul fundațiilor circulare cu diametrul B :

$$P_{cr} = \left(\frac{B}{3d} + \pi + 1\right) \cdot c \text{ pentru } \frac{B}{d} \geqslant 6 \tag{8.23}$$

— în cazul fundațiilor continue cu lățimea B :

$$P_{cr} = \left(\frac{B}{2d} + \pi + 1\right) \cdot c \text{ pentru } \frac{B}{d} \geqslant 2 \tag{8.24}$$

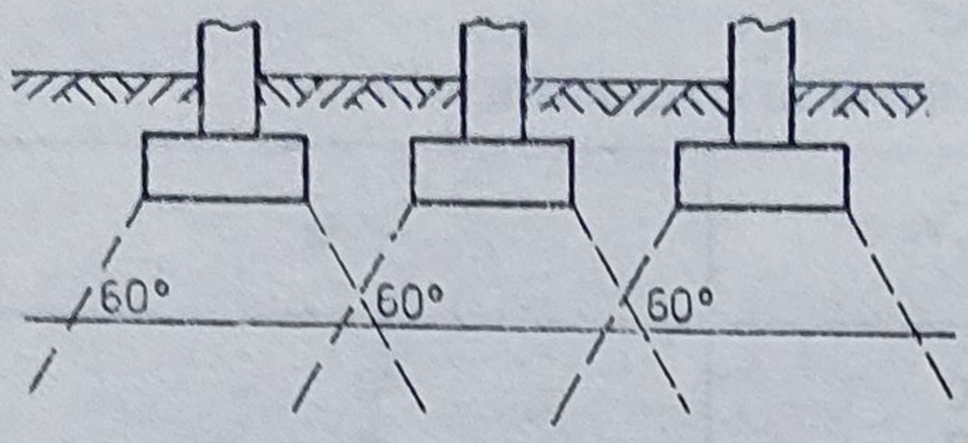


Fig. 813 — Fundaţii aşezate la distanţe mici între ele

În aceste formule c este coeziunea pămîntului moale, iar semnificaţiile lui B şi d se văd în figura 8.12.

Dacă fundaţiile sînt situate la distanţe destul de mari între ele, presiunile rezultate prin formulele de mai sus sînt valabile. În situaţia însă cu fundaţii prea apropiate, aşa cum se arată în figura 8.13, presiunile se suprapun, putînd să rezulte o valoare dublă a acestora.

În cazul pămînturilor necoezive, presiunea admisibilă poate fi apreciată în funcţie de încercările de penetrare standard, cu ajutorul graficului propus de T e r z a g h i şi P e c k, arătat în figura 8.14.

La fundaţii cu adîncimi mai reduse comparativ cu lăţimea lor în zona cărora se găseşte apa subterană, în situaţia unor tasări condiţionate mai reduse de 2,5 cm, va fi necesară înjumătăţirea presiunilor admisibile obţinute cu ajutorul graficului din figura 8.14. În cazul unor radiere mari, sau fundaţii masive, ca puţuri şi pile, aşezate pe nisipuri imersate se pot avea în vedere valorile din grafic, acestea urmînd a fi însă dublate la nisipurile cu umidităţi reduse.

Unii cercetători ([40]) au constatat că încercările de penetrare standard subestimează starea de îndesare a pămînturilor necoezive în cazul unor adîncimi mici şi în această situaţie se propune afectarea datelor de teren prin coeficienţi determinaţi cu ajutorul graficului din figura 8.15. Pentru o mai bună înţelegere se propune examinarea unui caz de fundaţie avînd

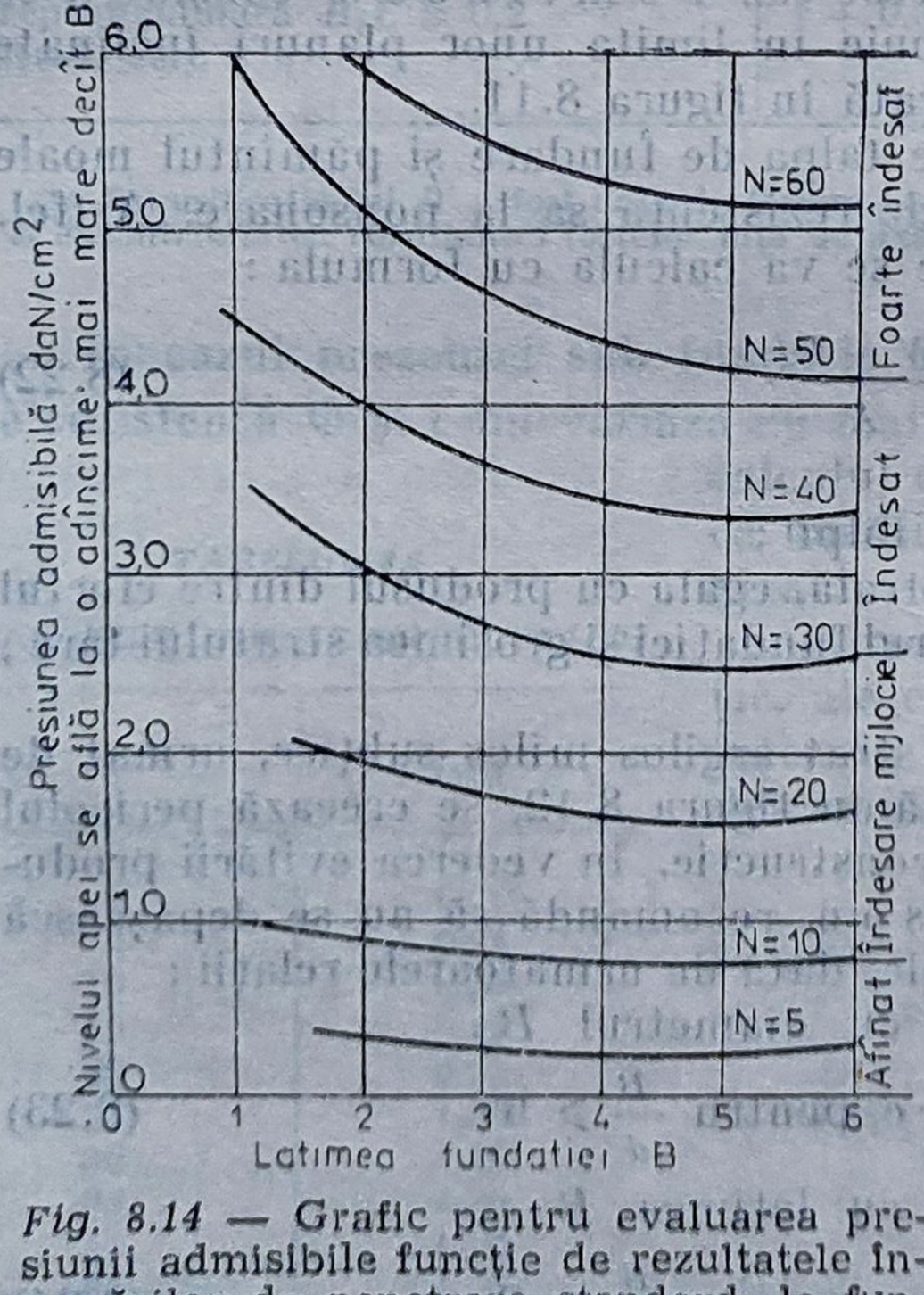


Fig. 8.14 — Grafic pentru evaluarea presiunii admisibile funcţie de rezultatele încercărilor de penetrare standard, la fundaţii aşezate pe nisipuri

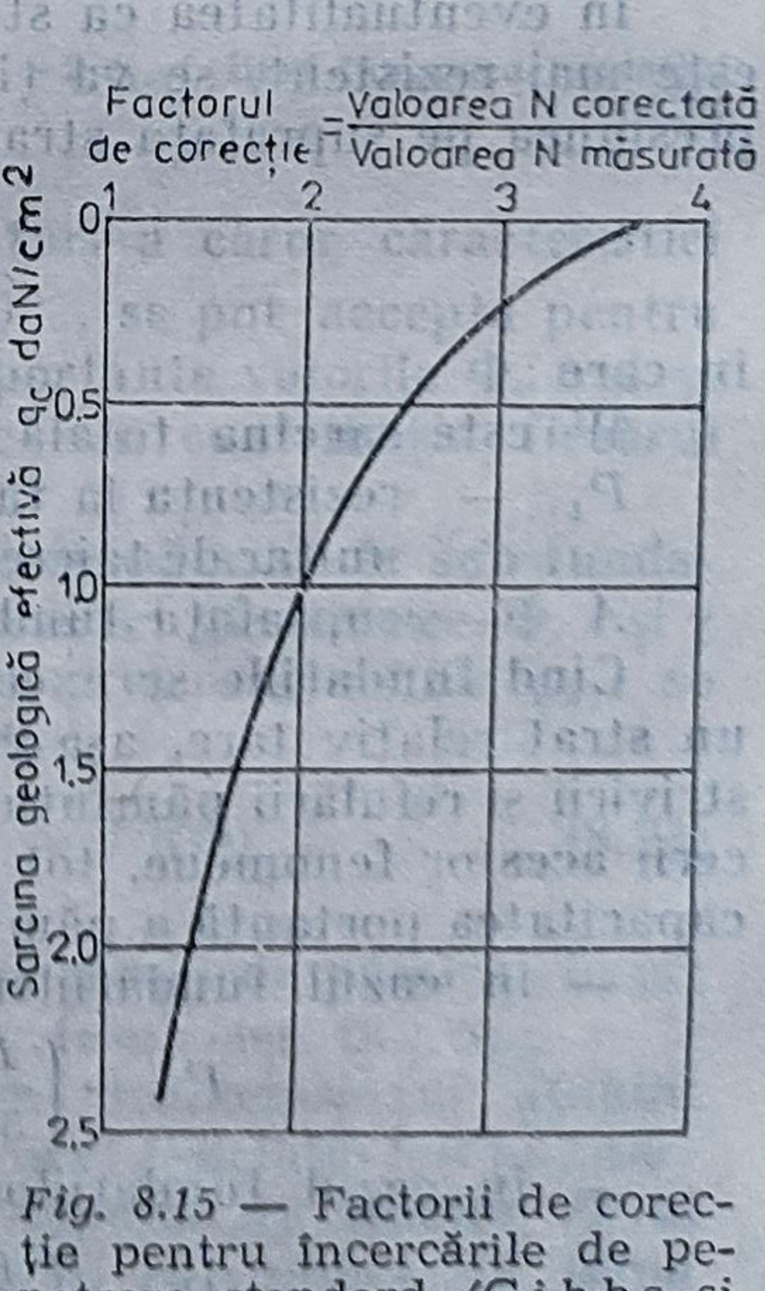


Fig. 8.15 — Factorii de corecţie pentru încercările de penetrare standard (G i b b s şi H o l z)

lăţimea 2,5 m şi adîncimea 1,25 m cu un pămînt pentru care numărul de lovituri N, necesar înfigerii penetrometrului cu 30 cm la adîncimea de cca 2,5 m a fost 17. Sarcina geologică medie la această adîncime este de 0,46 daN/cm² în funcţie de care în graficul din figura 8.15 rezultă factorul de corecţie 2.6, astfel că valoarea N care trebuie luată în considerare la folosirea graficului din figura 8.19 este $2{,}6 \times 17 = 44$.

Pentru a se ţine seama de influenţa defavorabilă a permeabilităţii scăzute la nisipurile foarte fine sau prăfoase, T e r z a g h i şi P e c k propun următoarea regulă : atunci cînd numărul de lovituri N obţinut la un nisip fin sau prăfos este mai mare de 15, se va considera că îndesarea pămîntului este egală cu cea a unui nisip pentru care $N = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$. (8.25)

S u t h e r l a n d este de părere că atunci cînd se aplică corecţiile arătate la nisipurile foarte fine şi prăfoase şi dacă se iau măsurile necesare pentru determinarea conştiincioasă a valorilor experimentale, metoda penetrării standard, furnizează valori realiste ale presiunilor admisibile, în concordanţă cu cele obţinute prin încărcări pe placă şi cu cele cunoscute din experienţă ca fiind sigure.

În cazul unei înclinări a rezultantei solicitărilor construcţiei pe talpa de fundare, faţă de verticală, mai mare de 5°, se va ţine seama în mod separat de acţiunea componentei orizontale şi verticale.

Stabilitatea la deplasări orizontale a fundaţiilor se verifică prin formula :

$$H < m_h \cdot \mu \, V \qquad (8.26)$$

în care :

H este solicitarea care tinde să deplaseze fundaţia ;
V — încărcarea verticală pe planul de fundaţie ;
m_h — coeficientul condiţiilor de lucru egal cu 0,8 ;
μ — coeficientul de frecare pe talpa fundaţiei, care în lipsa unor date de teren sau laborator se poate lua din tabelul 8.7.

TABELUL 8.7

VALORILE COEFICIENTULUI μ

Denumirea pămîntului	μ
Argile	
$I_c < 0{,}75$	0,25
$I_c \geq 0{,}75$	0,30
Argile nisipoase şi nisipuri argiloase	0,30
Nisipuri fine prăfoase	0,40
Pietrişuri, nisipuri grosiere	0,50

Dacă sub acţiunea forţelor orizontale preluate de fundaţie se creează pericolul producerii unei suprafeţe de alunecare printr-un strat, se verifică ca eforturile de tăiere să nu depăşească rezistenţa la forfecare a pămîntului respectiv.

În cazul construcţiilor fundate pe un teren cu o pantă mai mare de 20%, sau pe o platformă mărginită de un taluz, se verifică stabilitatea locală a fundaţiei şi în acelaşi timp stabilitate generală la alunecare, putîndu-se utiliza în acest scop formulele de la capitolul 10.

Verificarea stabilităţii generale nu este necesară, dacă taluzul din vecinătatea construcţiei este stabil şi distanţa dintre marginile taluzului şi a fundaţiei depăşeşte de minimum 6 ori dimensiunea acestei fundaţii pe direcţia alunecării probabile şi este de cel puţin 10 m.

În paralel cu verificarea capacității portante a terenului de fundație se impune calculul la starea limită de deformații, prin respectarea condiției :

$$\Delta \leqslant \bar{\Delta} \qquad (8.27)$$

în care :

Δ este tasarea probabilă a construcției ;

$\bar{\Delta}$ — tasarea admisibilă a construcției.

Mai pe larg această verificare este expusă în STAS 8316-77.

8.3. PRESIUNI CONVENȚIONALE

În cazul construcțiilor din clasele de importanță III, IV și V conform prevederilor din STAS 9165-72, fundate pe pământuri argiloase cu $I_c > 0{,}5$ și nisipuri de îndesare medie, calculul terenului de fundare se poate face pe baza presiunilor convenționale de calcul prezentate în tabelul 8.8.

TABELUL 8.8

PRESIUNILE CONVENȚIONALE DE CALCUL PENTRU PĂMÂNTURI NECOEZIVE, COEZIVE ȘI UMPLUTURI

Denumirea pământului de fundare	$P_{conv.}$ (în kPa)	
Pământuri necoezive		
Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	850	
Blocuri cu interspațiile umplute cu pământuri argiloase	350...600*	
Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)	750	
Pietrișuri din fragmente de roci sedimentate	360...500*	
Pietrișuri cu nisip argilos	360...500*	
	Îndesate	*Îndesare medie*
Nisip grosier	750	500
Nisip mediu	600	500
Nisip fin — umed	500	350
— foarte umed și saturat	350	250
Nisip fin prăfos — uscat	400	300
— umed	300	250
— foarte umed și saturat	250	150

Pământuri coezive	Indicile porilor	Consistența	
		$I_c = 0{,}5$	$I_c = 1$
Nisip argilos, praf argilos	0,5	400	425
	0,7	300	350
Argilă nisipoasă sau prăfoasă	0,5	400	425
	0,7	300	350
	1,0	225	300
Argile	0,5	725	850
	0,6	575	725
	0,8	350	425
	1,0	250	350

Umpluturi	*Pământuri nisipoase*		*Nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, pământuri vegetale*	
Umpluturi proiectate compactate (perne, rambleе)	$S = 0{,}5$	$S = 0{,}8$	$S = 0{,}5$	$S = 0{,}8$
	250	200	180	150
Idem, necompactate	180	150	120	100

* În intervalul indicat, valorile se aleg în funcție de consistența pământului argilos aflat în interspații interpolîndu-se între valorile minime pentru $I_c = 0{,}5$ și maxime, corespunzător lui $I_c = 1$.

Pentru stările intermediare de îndesare sau consistență, presiunile convenționale de calcul se determină prin interpolare.

Presiunile convenționale prezentate sînt valabile pentru fundațiile avînd lățimea tălpii de $B = 0{,}6 \ldots 1{,}0$ și adîncimea de fundare $D = 1{,}0 \ldots 2{,}0$ m.

Pentru fundațiile avînd lățimea tălpii $B \geqslant 5$ m valorile din tabel se majorează după cum urmează:

— la bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase, exceptînd nisipurile prăfoase, cu 50%;

— la nisipuri prăfoase și pămînturi argiloase, cu 20%.

Pentru $1{,}0 < B < 5$ m se interpolează liniar valorile din tabel și cele corespunzătoare la $B = 5$ m.

Pentru adîncimi de fundare $D > 2{,}0$ m valoarea p_{max} se calculează cu fotmula:

$$p_{conv\ D>2} = p_{conv} + K \cdot \gamma \cdot (D - 2) \qquad (8.28)$$

în care:

p_{conv} este presiunea convențională de calcul din tabelul 8.8;

K — coeficient conform tabelului 8.9;

γ — greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii de fundare, în kN/m³.

TABELUL 8.9

VALORILE K DIN FORMULA 8.28

Denumirea pămîntului	K
Bolovănișuri, pietrișuri și umpluturi nisipoase fine-medii grosiere	2,5
Nisipuri prăfoase	2,0
Argile	1,5

Pentru $D < 1{,}0$ m, p_{conv} se determină prin interpolarea între valoarea p_{conv} stabilită pentru $D = 1 \ldots 2$ m și 0,5 p_{conv} pentru $D = 0$.

În cazul pămînturilor argiloase avînd $I_c > 1$, valoarea p_{conv} se alege astfel:

— pentru nisipuri argiloase, valorile p_{conv} corespunzătoare lui $I_c = 1$;

— pentru prafuri argiloase, argile prăfoase, argile, valorile din coloana corespunzătoare la $I_c = 1$ se majorează cu 20%.

La construcțiile cu subsol se adoptă, pentru presiunile convenționale de calcul, majorări corespunzătoare celei mai mici dintre valorile D sau D' unde:

D este adîncimea de fundare măsurată de la cota terenului sistematizat la cota fundației;

$D' = q/\gamma$

în care: q este suprasarcina permanentă aplicată la nivelul de fundare în partea inferioară a zidului de subsol.

Prin calculul terenului la presiuni convenționale trebuie să se respecte condițiile:

$$p_{ef} \leqslant p_{conv} \text{ și } p'_{ef} \leqslant 1{,}4 \cdot p_{conv} \qquad (8.29)$$

în care: p_{ef} și p'_{ef} sînt presiunea medie verticală pe teren provenită din încărcările fundamentale și respectiv încărcările speciale.

La fundațiile încărcate excentric se admite ca presiunea efectivă maxim pe talpa de fundare să respecte relația :

— la excentricități după o singură direcție :

$$p_{ef\ max} \leqslant 1{,}2 \cdot p_{conv}, \text{ pentru forțele fundamentale ;} \quad (8.30)$$

$$p'_{ef\ max} \leqslant 1{,}6 \cdot p_{conv}, \text{ pentru grupa de forțe speciale ;} \quad (8.31)$$

— la excentricități după ambele direcții :

$$p_{ef\ max} \leqslant 1{,}5 \cdot p_{conv}, \text{ pentru forțele fundamentale} \quad (8.32)$$

$$p'_{ef\ max} \leqslant 2{,}0 \cdot p_{conv}, \text{ pentru gruparea de forțe speciale} \quad (8.33)$$

8.4. CAPACITATEA PORTANTĂ A PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Presiunile convenționale de calcul pentru terenurile de fundare constituite din pământuri sensibile la umezire, sînt arătate în tabelul 8.10.

TABELUL 8.10

PRESIUNILE CONVENȚIONALE DE CALCUL ALE PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Natura pământului sensibil la umezire	p_{conv} (daN/cm²)			
	Pământuri cu structură naturală, avînd greutatea volumică în stare uscată γ_d, KN/m³		Pământuri compactate cu greutatea volumică în stare uscată γ_d, KN/m³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Nisipos	1,5	1,55	1,60	1,70
Argilos	1,6	2	2,5	3

Pentru pământuri sensibile la umezire cu densități în stare uscată intermediare, valorile p_{conv} se determină prin interpolare. Valorile date în tabel corespund unei adîncimi de fundare $D = 1{,}0 \ldots 2{,}0$ m și la fundații de lățime $B \geqslant 1{,}0$ m. Pentru adîncimi de fundare $D > 2$ m presiunile convenționale de calcul nu se sporesc, iar la adîncimi $D < 1{,}0$ m, p_{conv} se determină prin interpolare între valoarea p_{conv} stabilită pentru $D = 1{,}0 \ldots 2{,}0$ m și $0{,}5\ p_{conv}$ la suprafața terenului.

Condiția arătată, exprimată de formula 8.27, trebuie respectată și în cazul de față cu pământurile sensibile la umezire.

Pentru o fundație cu lățimea $B = 0{,}6$ m, presiunea convențională de calcul se ia 2/3 din valoarea corespunzătoare lățimii $B = 1{,}0$ m, iar pentru lățimi intermediare se interpolează liniar.

La pământurile loessoide și loessuri cu un grad de umiditate $S < 0{,}6$, dar care pot suferi o umezire în timpul exploatării construcțiilor, în mod orientativ se pot lua următoarele presiuni normate :

$p^n = 0{,}4$ daN/cm² pentru loessuri specifice ;

$p^n = 0{,}7 \ldots 1{,}0$ daN/cm² pentru pământuri loessoide, cu excepția argilelor prăfoase loessoidd ;

$p^n = 1{,}1 \ldots 1{,}5$ daN/cm² pentru argilele prăfoase loessoide.

La alegerea presiunii normate se va ține seama de sensibilitatea la umezire a pămîntului și de tasările admisibile pentru construcția proiectată.

Pentru evitarea tasărilor sub influența umezirii pămînturilor de fundație compactate superficial sau în cazul prevederii unor perne de pămînt sub construcție se impune respectarea condiției :

$$p_{\sigma g} + p_{f2} < p_{adm} \tag{8.34}$$

în care : $p_{\sigma g}$ este sarcina geologică ;
p_{f2} — presiunea transmisă de fundație ;
$p_{adm.}$ — presiunea structurală la umezire a pămîntului, toate la nivelul pînă la care se resimte efectul de compactare sau baza pernei.

În cazul unor solicitări excentrice la talpa de fundație a construcțiilor așezate pe pămînturi loessoide compactate sau perne de pămînt, presiunile normate arătate se pot majora de 1,2 ori.

8.5. CAPACITATEA PORTANTĂ LA SOLICITĂRILE DINAMICE

O metodă expeditivă de abordare a capacității portante a pămînturilor la solicitările dinamice se bazează pe ipoteza că rezistența la deplasările verticale, alunecare și rotire a fundațiilor este caracterizată prin coeficienții elastici de compresiune uniformă C_z, de alunecare C_x și compresiune neuniformă C_α, care rezultă din expresiile :

$$R_z = C_z F z_0$$

$$R_x = C_x F x_0$$

$$M = C_\alpha J \alpha_0$$

în care : R_z și R_x sînt rezultantele solicitărilor care acționează patul de fundare pe direcția verticală și orizontală ;
M — momentul de rotire ;
F — suprafața fundației ;
J — momentul de inerție al suprafeței fundației, față de axa principală normală la planul în care se produce rotirea fundației ;
z_0, x_0 — deplasările corespunzătoare pe verticală și orizontală ale centrului de greutate a suprafeței de fundare ;
α_0 — unghiul de înclinare al planului de fundare (42).

Pe bază de studii și încercări S a v i n o v a stabilit următoarele expresii pentru acești coeficienți :

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{8.36}$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{8.37}$$

$$C_\alpha = C_0 \left[1 + \frac{2(l+3b)}{\Delta_1 F}\right] \sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{8.38}$$

în care : C_0, D_0 și Δ_1 sînt constantele de elasticitate ale pămîntului de fundare care nu sînt influențate de dimensiunile fundațiilor ;

l și b — laturile patului de fundare ($F = lb$) ;

p — presiunea unitară statică transmisă patului de fundare ;

p_0 — presiunea unitară aplicată unor platforme experimentale în vederea determinării coeficienților C_0 și D_0.

În urma unor experiențe s-a putut stabili următoarea relație între coeficienții C_0 și D_0 pe de o parte și constantele de elasticitate ale pămîntului E și μ pe de altă parte :

$$D_0 \approx \frac{1-\mu}{1-0{,}5\,\mu} \cdot C_0 \approx 0{,}7\ C_0 \qquad (8.39)$$

În scopuri practice se poate admite $\Delta_1 = 1\ \mathrm{m}^{-1}$.

Trebuie menționat că formulele (8.35) . . .(8.39) nu sînt aplicabile la fundațiile mari, de exemplu ale construcțiilor hidrotehnice masive care acționează cu presiuni mai mari de 2 daN/cm².

Referitor la valorile coeficientului C_0 în calculele curente, acestea se pot lua din tabelul 8.11 ([42]).

TABELUL 8.11

VALORILE COEFICIENTULUI C_0 DIN FORMULA 8.39 PENTRU p_0=0,2 daN/cm²

Pămînt	C_0 în daN/cm³
Nisipuri :	
a) prăfoase, foarte umede sau saturate	0,8...1
b) fine, independent de îndesare sau umiditate	1 ...1,2
c) medii, grosiere și cu pietrișuri, independent de îndesare și umiditate	1,2...1,6
Argile, prafuri argiloase, prafuri nisipoase :	
a) în stare plastică apropiată de limita de curgere	0,5...1
b) plastice	1 ...2
c) tari	2 ...3

Exemplu. Se cere determinarea coeficienților C_x, C_z, C_α necesari la calculul vibrațiilor unei fundații așezate pe nisipuri grosiere, avînd dimensiunile $l = 9$ m și $b = 5$ m, presiunea exercitată asupra pămîntului fiind $p = 0{,}6$ daN/cm².

În conformitate cu tabelul 8.11, $C_0 = 1{,}6$ daN/cm³ și admițînd $\Delta_1 = 1\ \mathrm{m}^{-1}$ rezultă :

$$C_z = 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 4{,}5\ \text{daN/cm}^3;$$

$$C_x = 0{,}7 \cdot 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 3{,}1\ \text{daN/cm}^3;$$

$$C_\alpha = 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+3 \cdot 5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 5{,}8\ \text{daN/cm}^3.$$

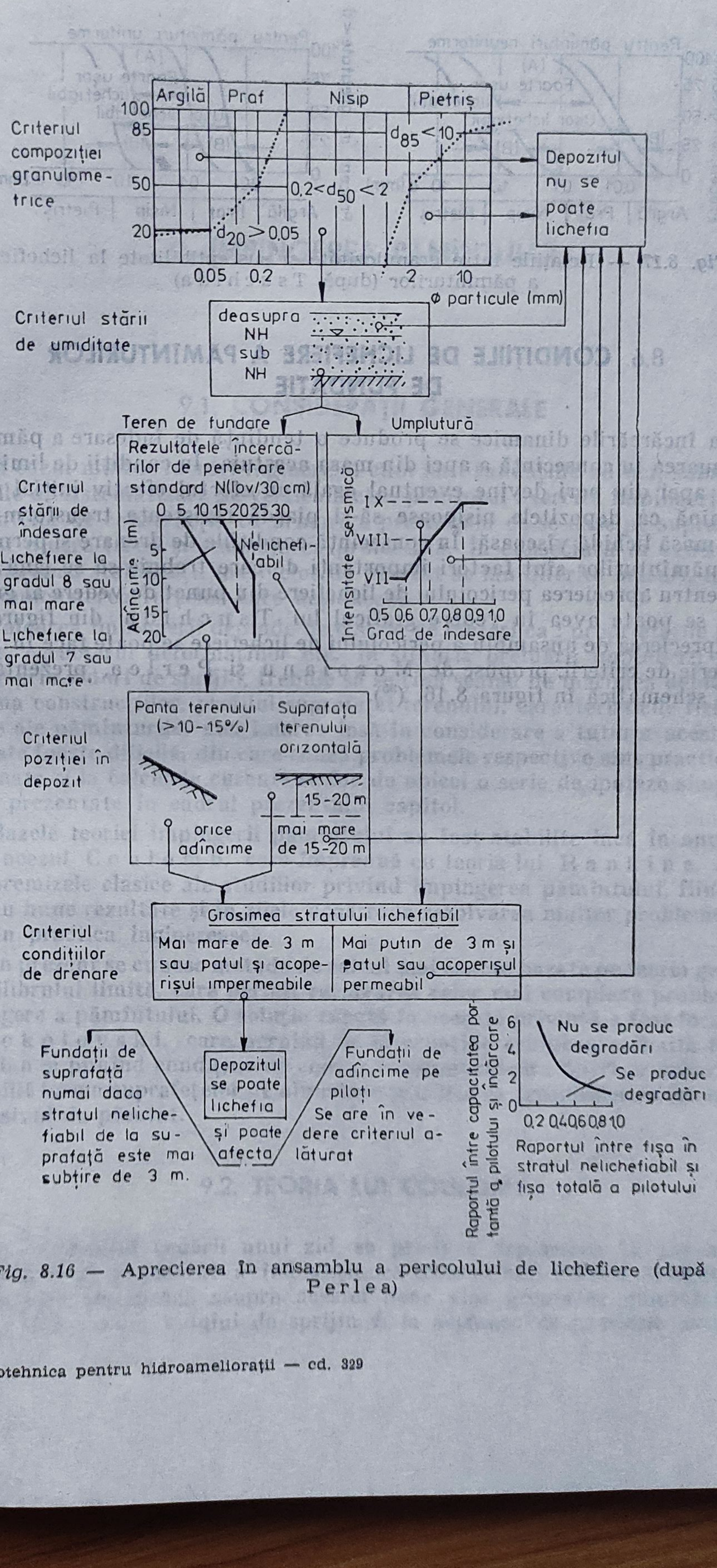


Fig. 8.16 — Aprecierea în ansamblu a pericolului de lichefiere (după Perlea)

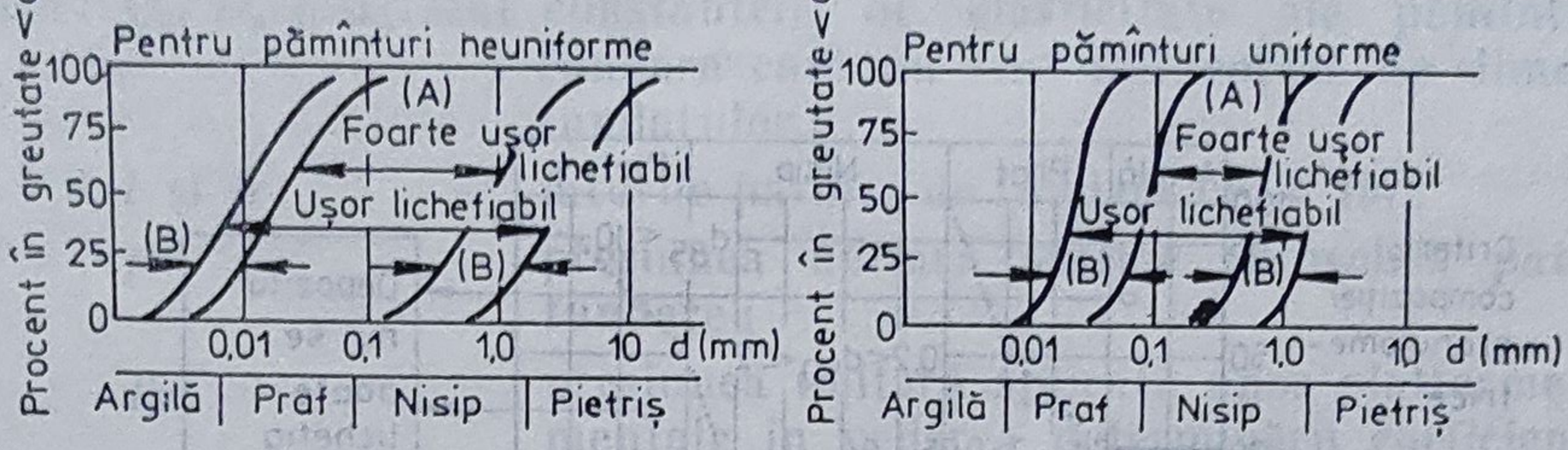


Fig. 8.17 — Relațiile între granulozitate și susceptibilitate la lichefiere a pămînturilor (după T s u c h i d a)

8.6. CONDIȚIILE DE LICHEFIERE A PĂMÎNTURILOR DE FUNDAȚIE

La încărcările dinamice se produce o tendință de îndesare a pămîntului și evacuarea în consecință a apei din masa acestuia. În condiții de limită, presiunea apei din pori devine eventual egală cu efortul efectiv inițial ceea ce determină ca depozitele nisipoase să-și piardă rezistența transformîndu-se într-o masă lichidă vîscoasă. În consecință condițiile de drenare și permeabilitatea pămînturilor sînt factori importanți de care trebuie să se țină seama.

Pentru aprecierea pericolului de lichefiere din punct de vedere al granulozității se poate avea în vedere graficul lui T s u c h i d a din figura 8.17.

Aprecierea de ansamblu a pericolului de lichefiere se poate face în funcție de o serie de criterii, propuse de M o r o i a n u și P e r l e a, prezentate sub formă schematică în figura 8.16, ([35]).

9. ÎMPINGEREA PĂMÎNTULUI

9.1. CONSIDERAȚII GENERALE

În cazul multor lucrări inginerești cum sînt fundațiile adînci, subsolurile, lucrările de sistematizare pe verticală etc., pămîntul exercită împingeri asupra elementelor de construcții, ca urmare a presiunilor ce se nasc pe suprafața de contact dintre teren și amenajarea proiectată. În consecință în vederea evitării pierderii stabilității masivelor de pămînt se iau diferite măsuri, care implică cunoașterea forțelor care acționează.

Valoarea împingerii depinde de o serie de factori ca : proprietățile pămînturilor, caracterul deformațiilor etc. În situația preluării împingerii pămînturilor prin ziduri de sprijin, trebuie să se țină seama de mărimea deplasărilor și forma construcțiilor, profilul suprafeței terenului, caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor etc. Luarea însă în considerare a tuturor acestor factori este foarte dificilă, din care cauză problemele respective sînt practic nedeterminate și la calculele curente se fac de obicei o serie de ipoteze simplificatoare prezentate în cadrul prezentului capitol.

Bazele teoriei împingerii pămîntului au fost stabilite încă în anul 1773 de francezul C o u l o m b, care împreună cu teoria lui R a n k i n e, constituie premizele clasice ale studiilor privind împingerea pămîntului, fiind aplicate cu bune rezultate și în zilele noastre la rezolvarea multor probleme întîlnite în practica inginerească.

În prezent se cunosc metode de calcul mai exacte bazate pe teoria generală a echilibrului limită, care permit rezolvarea celor mai complexe probleme de împingere a pămîntului. O soluție exactă în această privință a fost formulată de S o k o l o v s k i, care pornind de la ecuațiile echilibrului limită într-un semiplan și punînd condițiile de contur corespunzătoare diferitor cazuri date, a stabilit forma suprafețelor de alunecare și mărimea tensiunilor ce iau naștere în masivul de pămînt.

9.2. TEORIA LUI COULOMB

În momentul cedării unui zid se produce deplasarea în jos a unei „pene“ (prism) de pămînt, avînd secțiunea transversală arătată în figura 9.1. Forțele care acționează asupra acestei pene sînt greutatea pămîntului G, reacția din partea zidului de sprijin E la acțiunea de presiune activă și

BIBLIOTECA DE GEOLOGIE - GEOGRAFIE

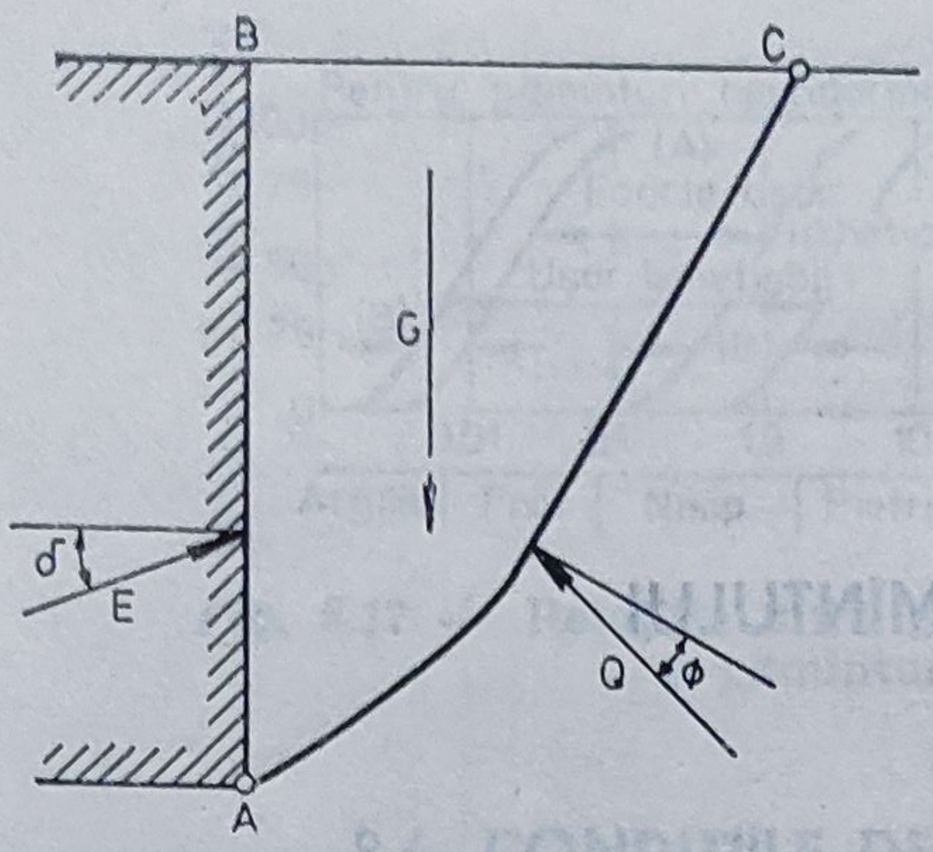


Fig. 9.1 — Pana de pămînt alunecător și forțele care acționează

reacţia Q din partea pămîntului în lungul planului de alunecare AC. Dat fiind că în momentul cedării este mobilizată întreaga rezistență la frecare, reacția Q este înclinat față de normală la planul de cedare cu unghiul de frecare interioară Φ. În calcule, suprafața reală de alunecare avînd o ușoară curbură în partea inferioară, se poate asimila așa după cum a propus Coulomb cu o direcție rectangulară arătată în figura 9.2.

În general premisele teoretice ale lui Coulomb referitoare la împingerea pămîntului sînt următoarele :

1. Împingerea activă a unei mase de pămînt este determinată de alunecarea unei pene (prizm) de pămînt, avînd secțiunea ABC arătată în figura 9.2.

2. Împingerea are loc în momentul depășirii echilibrului limită, cînd rezultanta reacțiilor de pe suprafețele de alunecare este înclinată față de normalele la direcțiile respective cu unghiul de frecare interioară Φ.

3. Suprafața de alunecare în masa pămîntului se desfășoară după direcția BC, iar în vecinătatea zidului după direcția AB.

4. Unghiul de înclinare β se determină analitic din condiția rezultării unei presiuni maxime a pămîntului asupra zidului de sprijin.

5. Pămîntul este omogen, elastic și nedeformabil.

6. Pe suprafețele de alunecare este mobilizată întreaga frecare.

În cazul apăsării pămîntului printr-un zid (împingerea pasivă) cea de a patra ipoteză se modifică în sensul condiției obținerii unei presiuni minime a pămîntului.

Criticile mai importante care se aduc metodei lui Coulomb sînt :

a. ipoteza suprafeței de alunecare plană care contrazice cazurile constatate în practica cu suprafețe de alunecare curbilinii;

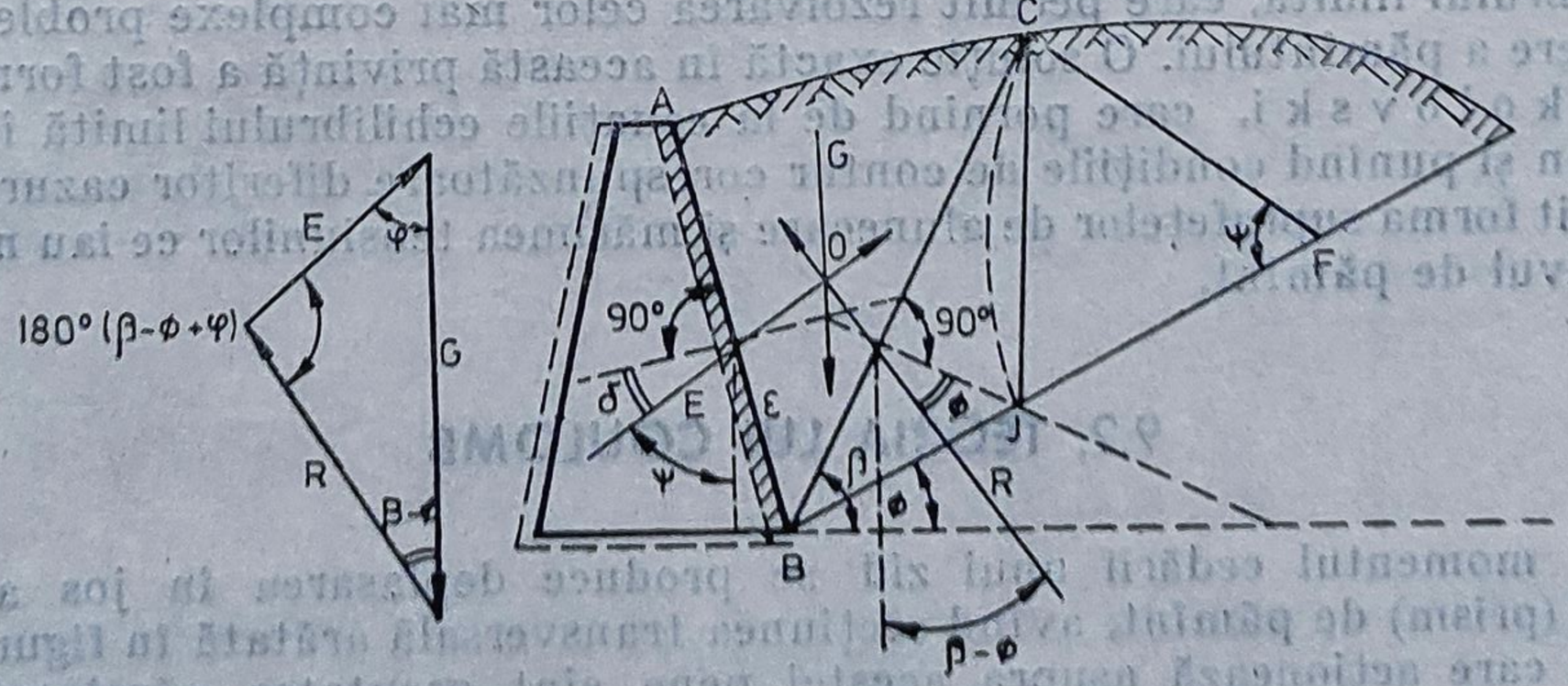


Fig. 9.2 — Împingerea pămîntului după Coulomb

b. distribuţia uniformă a reacţiilor pămîntului pe planul de alunecare ;
c. neluarea în considerare a deplasărilor suferite de zid.

Pe parcurs teoria lui Coulomb a fost perfecţionată prin elaborarea de metode cu aplicarea acesteia la diferite cazuri particulare, punerea la punct a o serie de grafice în vederea simplificării calculelor etc. În prezent această teorie are cel mai mare număr de aplicaţii. iar în ultimii ani metoda respectivă a fost extinsă şi pentru cazul pămînturilor coezive.

În funcţie de calculele efectuate după metode precise, mai complexe, privind împingerea pămîntului, s-a ajuns la concluzia că teoria lui Coulomb referitoare la determinarea împingerii active a pămîntului, dă pentru scopuri practice rezultate suficient de precise. În schimb, în cazul împingerii pasive a pămîntului, teoria lui Coulomb duce la erori sensibile, care cresc funcţie de mărimea unghiului de frecare interioară Φ a pămîntului. În cazul unui pămînt cu $\Phi = 16°$ presiunea pasivă determinată după Coulomb prezintă o eroare de cca 17% faţă de valoarea exactă, pentru $\Phi = 30°$ presiunea este aproape dublă faţă de cea exactă, iar pentru $\Phi = 10°$ presiunea după Coulomb este aproape de şapte ori mai mare faţă de realitate ([4]).

În vederea stabilirii expresiei presiunii pămîntului se impun referiri la figura 9.2. Examinarea se face pentru o fîşie de pămînt în grosime de 1 m, avînd greutatea volumică γ.

Greutatea prizmului alunecător ABG este :

$$G = \text{suprafaţa } ABC \cdot \gamma.$$

În momentul cedării — începerii alunecării — se produce pe de o parte o reacţie din partea pămîntului pe planul BC, avînd expresia $R = N \cdot \operatorname{tg} \Phi$, în care N este reacţia normală pe această suprafaţă, iar pe de altă parte o reacţie din partea zidului : $E = N_1 \operatorname{tg} \delta$, în care : N_1 este reacţia asupra peretelui şi δ unghiul de frecare dintre zidărie şi pămînt. Reacţiile arătate R şi E sînt înclinate faţă de normalele la suprafeţele de alunecare respective cu unghiurile de frecare Φ şi δ.

Dat fiind starea de echilibru a zidului, vectorii G, R şi E se intersectează într-un punct şi în consecinţă permit construirea unui poligon de forţe triunghiular.

În funcţie de notaţiile din figura 9.2 şi ţinînd seama de cele arătate, pînă la urmă rezultă următoarea expresie pentru împingerea activă a pămîntului :

$$E = G \cdot \frac{\sin(\beta - \Phi)}{\sin(\beta - \Phi + \psi)} \tag{9.1}$$

în care : β este unghiul de înclinare a planului de alunecare faţă de orizontală ;
Φ — unghiul de frecare interioară a pămîntului.

Din această expresie rezultă că valoarea E depinde de două variabile β şi ψ. În condiţii de limită se impune :

$$dE = \frac{\delta E_a}{\delta \beta} d\beta + \frac{\delta E_a}{\delta \psi} = 0 \tag{9.2}$$

adică

$\frac{\delta E_a}{\delta \beta} = 0$, prima condiţie şi $\frac{\delta E_a}{\delta \psi} = 0$, a doua condiţie.

Conform teoremei lui Rebhan rezultă că prima condiţie este îndeplinită în situaţia :

$$\Delta ABC = \Delta CBF$$

Cea de a doua condiţie impune :

$$\cos(\beta - \Phi + \psi) = 0, \text{ adică } \beta - \Phi + \psi = 90°. \tag{9.3}$$

În funcţie de aceste relaţii este posibilă determinarea unghiului β.

9.3. TEORIA LUI RANKINE. PRESIUNEA ACTIVĂ ŞI PASIVĂ

La creşterea eforturilor orizontale σ_x cu menţinerea eforturilor verticale constante, se creează pînă la urmă o situaţie de iminentă cedare, denumită de echilibru plastic la acţiunea de presiune activă a pămîntului. În acest caz starea de tensiune, conform teoriei lui Rankine, este dată de ecuaţiile :

$$\sigma_x = K_a \cdot z \cdot \gamma - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \tag{9.4}$$

$$\text{unde } K_a = \operatorname{tg}^2(45° - \Phi/2) = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \tag{9.5}$$

în care : z este adîncimea faţă de nivelul pămîntului a punctului unde se determină eforturile ;
γ — greutatea volumică a pămîntului ;
Φ — unghiul de frecare interioară ;
c — coeziunea.

În situaţia unei solicitări de compresiune orizontală asupra pămîntului, provocată de exemplu printr-un zid de sprijin cu tendinţă de deplasare spre pămînt, în starea de echilibru limită, relaţia dintre eforturile orizontale şi verticale este :

$$\sigma_x = \sigma_z = K_p \cdot z \cdot \gamma + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \tag{9.6}$$

în care : $K_p = 1/K_a = \operatorname{tg}^2(45° + \Phi/2)$, iar semnificaţia celorlalte litere este cea arătată anterior.

În cazul unui pămînt aflat în stare de repaus se poate avea în vedere următoarea relaţie între eforturile verticale şi cele orizontale :

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \text{const} = K_0 \text{ şi respectiv } \sigma_x = K_0 \cdot z + K_0 \cdot p \tag{9.7}$$

în care : K_0 este coeficientul presiunii pămîntului în stare de repaus, pentru care o serie de valori caracteristice sînt date în tabelul 9.1 ;
p — sarcina uniform distribuită de pe suprafaţa terenului ;
z — are semnificaţia din formulele precedente.

TABELUL 9.1

COEFICIENȚII PRESIUNII PĂMÎNTULUI ÎN STARE DE REPAUS K_0

Pămîntul	K_0
Umplutură cu argilă compactată manual	1 ...2
Umplutură cu argilă compactată mecanic	2 ...6
Argile consolidate	0,42...0,60
Nisip afinat	0,45
Nisip compactat	0,8 ...1,2
Argile prăfoase organice, neturburate	0,6

9.4. DETERMINAREA PRESIUNII ACTIVE MAXIME PRIN METODE GRAFICE ȘI GRAFOANALITICE

În cazul unei suprafeţe cu diferite înclinări a terenului din spatele unui zid de sprijin, se recomandă utilizarea metodei grafice a lui C u l l m a n pentru determinarea presiunii active maxime a pămîntului (fig. 9.3). În principiu, pe profilul schematic prin zid și masa de pămînt, se trasează curba de variaţie a presiunii active a pămîntului funcţie de variaţia unghiului planului de înclinare β. Determinările presiunilor respective se efectuează în conformitate cu teoria lui Coulomb.

Iniţial se trasează liniile : BD înclinată cu unghiul Φ faţă de orizontală, BK înclinată cu $\Phi + \delta$ faţă de parametnul amonte al zidului și o serie de linii $B1$, $B2 \ldots Bn$, care reprezintă direcţii posibile de alunecare, fiind necesară stabilirea suprafeţei care determină presiunea activă maximă. Greutăţile fiecărui prizm de alunecare sînt aplicate vectorial pe linie BD, după cum urmează : greutatea G_1 a prizmului $AB1$ prin vectorul Bd_1, greutatea pentru prizmul $AB2$ prin vectorul Bd_2 ș.a.m.d. În continuare se trasează o linie paralelă cu direcţia BK, pînă la intersecţia în punctul a_1 cu dreapta $B1$, segmentul d_1a_1 reprezentînd de fapt presiunea activă a pămîntului asupra zidului, provocată de alunecarea prizmului $AB1$. În mod similar se procedează și cu celelalte prizme, obţinîndu-se succesiunea de puncte a_1, a_2, a_3, . . . a_n. Prin unirea acestor puncte, așa cum se vede din figura 9.3, se obţine o linie curbă

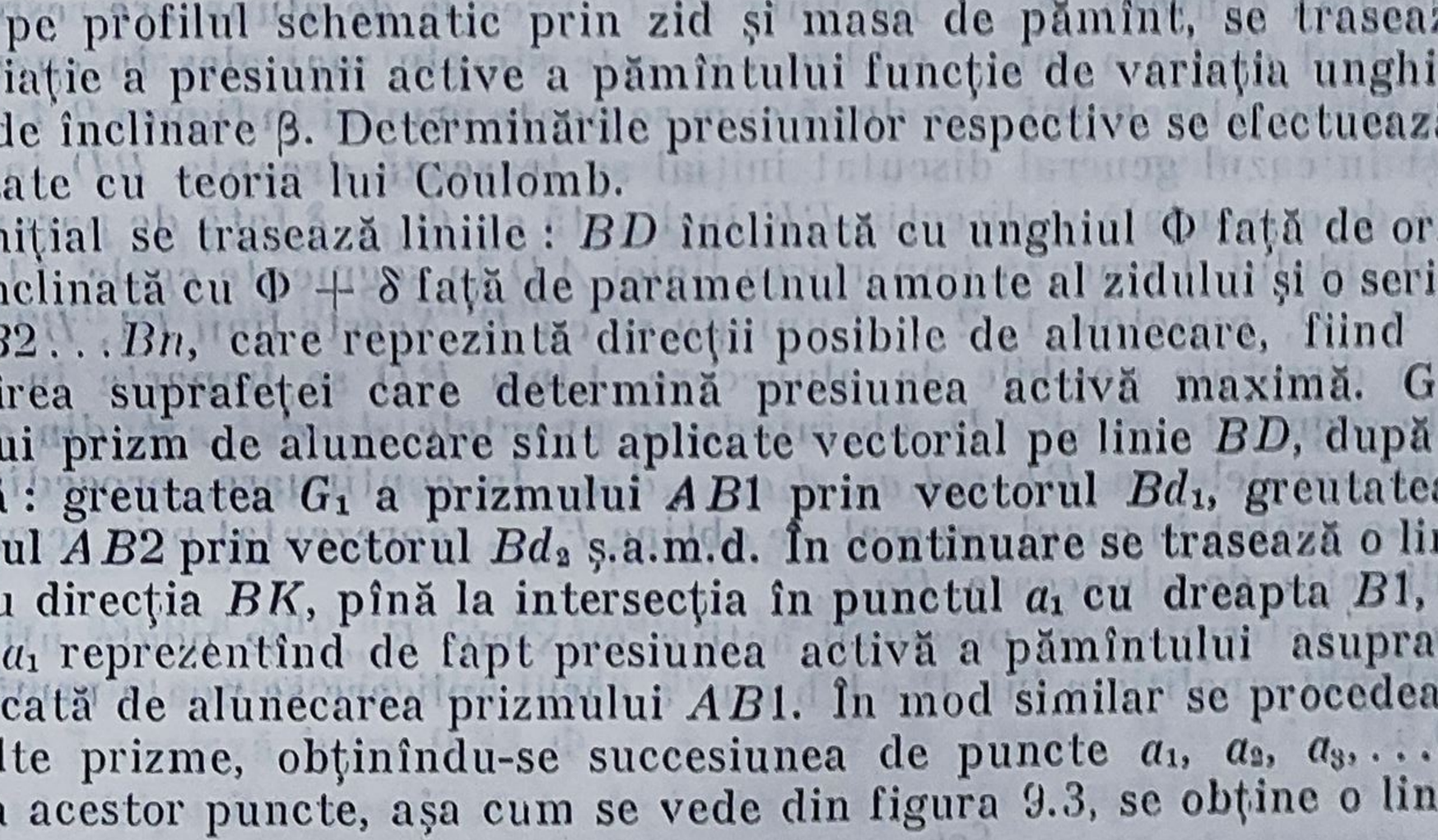


Fig. 9.3 — Procedeul grafic a lui C u l l m a n

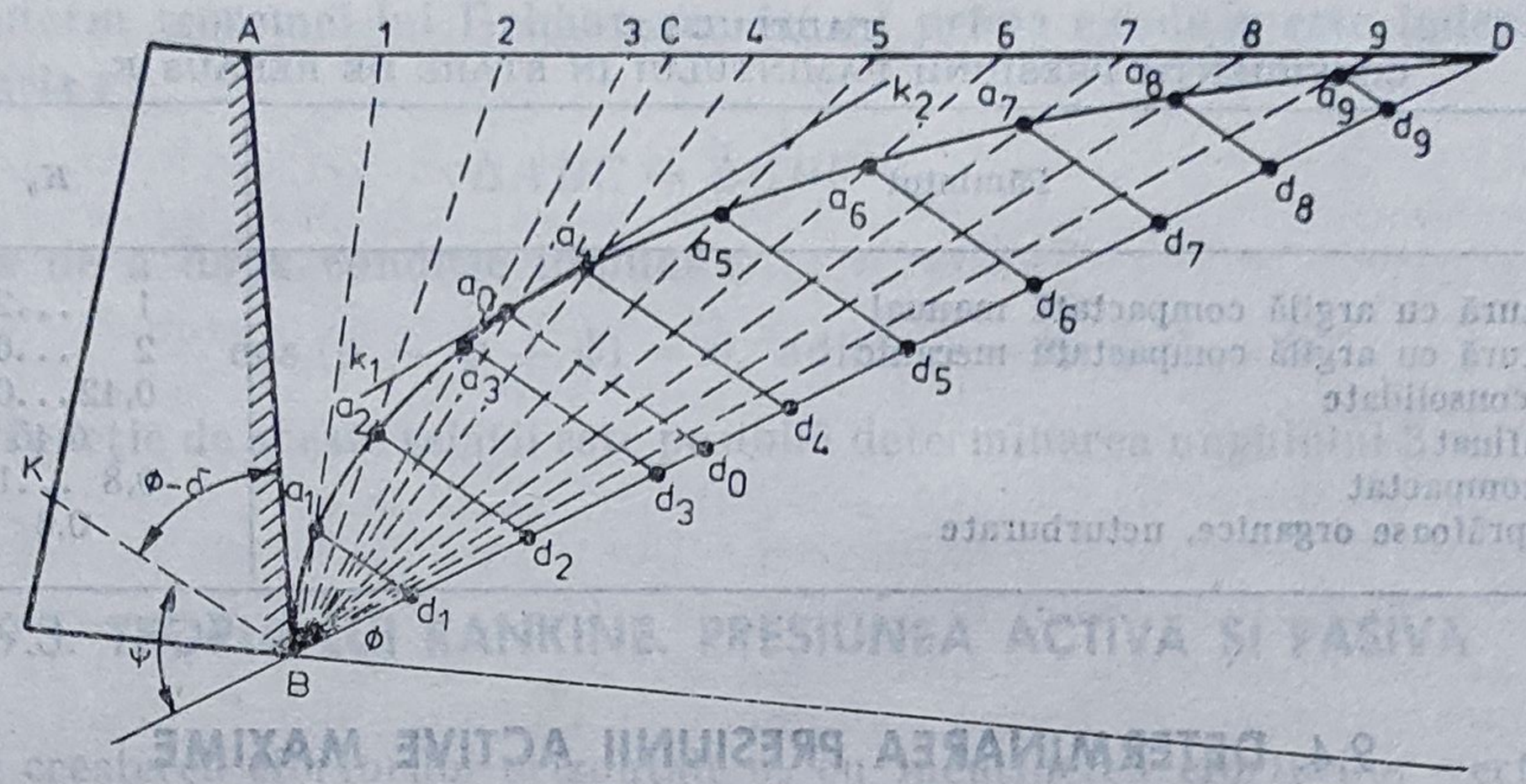


Fig. 9.4 — Procedeul lui C u l l m a n, în cazul unei suprafețe plane a terenului

ce reprezintă variația presiunii active a pământului funcție de diversele direcții ale planurilor de alunecare. La această curbă se duce în punctul de tangență a_0 linia K_1K_2 paralelă cu direcția BD, segmentul a_0d_0 reprezentînd presiunea activă maximă căutată, E_{max}, iar linia Ba_0C direcția de alunecare respectivă.

Procedeul grafic a lui C u l l m a n este simplu mai ales în cazul unei suprafețe plane a terenului, așa după cum se poate urmări în figura 9.4.

Ca și în cazul general discutat inițial se trasează dreapta BD înclinată cu Φ față de orizontală și direcția BK înclinată cu $\Phi + \delta$ față de paramentul amonte al zidului. Urmează împărțirea liniei AD în segmente egale $A1$, $1-2$, $2-3 \ldots 9-D$, punctele $1, 2 \ldots 9$ unindu-se cu B. Aceste linii $B1$, $B2, \ldots B9$ reprezintă direcțiile posibile de alunecare. Linia BD se împarte în același număr de segmente ca și AD, obținîndu-se punctele $d_1, d_2, \ldots d_9$ din care se duc liniile paralele cu BK: d_1a_1, $d_2a_2 \ldots d_9a_9$. În continuare, procedîndu-se așa cum s-a arătat în cazul general, se obține E_{max} reprezentat prin segmentul a_0d_0 și direcția de alunecare Ba_0C.

Pentru determinarea presiunii active maxime E_{max} se poate utiliza și procedeul grafoanalitic a lui R e b h a n a cărui aplicare se poate urmări din figura 9.5.

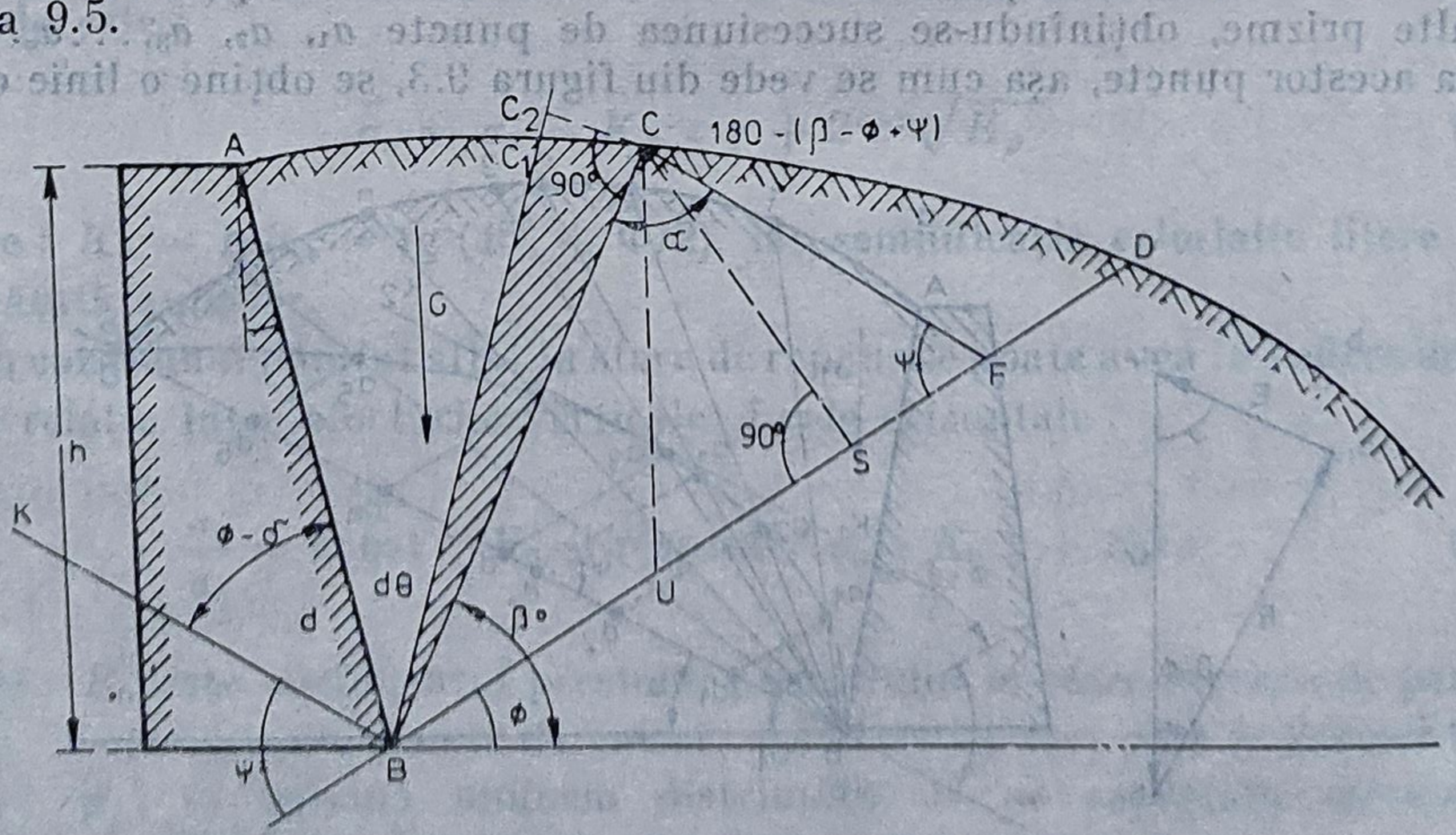


Fig. 9.5 — Procedeul grafoanalitic a lui R e b h a n

9.5. INFLUENȚA DEPLASĂRILOR ZIDURILOR DE SPRIJIN. DIRECȚIA ÎMPINGERII PĂMÎNTURILOR

După cum rezultă din studiile experimentale şi teoretice, împingerea pămîntului la o stare de imobilitate este sensibil mai mare, faţă de cea care se produce în urma unei deplasări neînsemnate a zidului. În funcţie de o serie de experienţe, Terzaghi a întocmit graficul din figura 9.6 care pune în evidenţă variaţia coeficientului de împingere laterală ξ din expresia :

$$E_a = \xi \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \qquad (9.8)$$

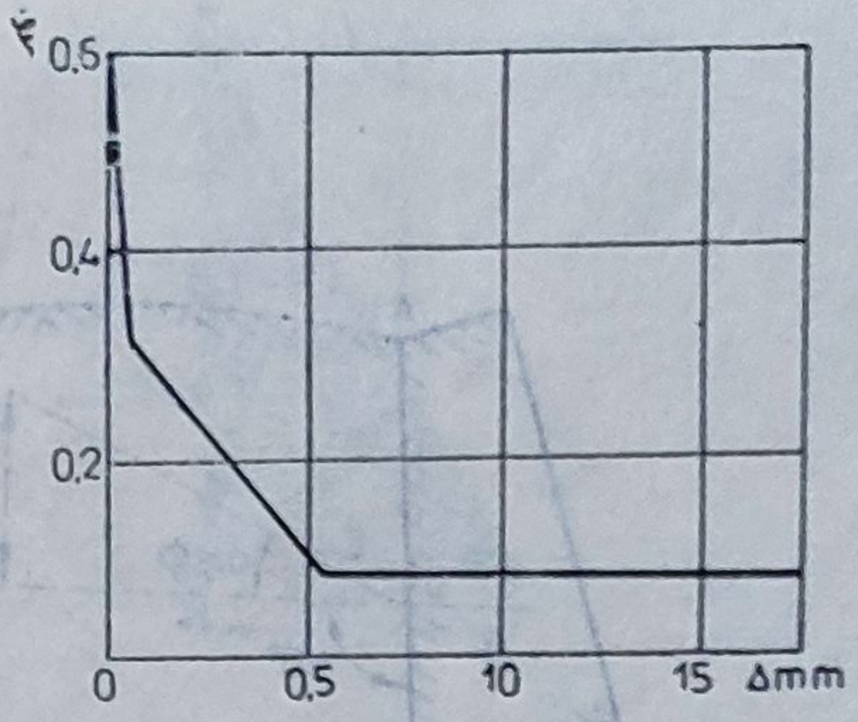


Fig. 9.6 — Variaţia coeficientului de împingere laterală funcţie de deplasările zidurilor

funcţie de deplasările pe orizontală ale zidului, în mm.

După cum se vede din figură, la o deplasare mică a zidului pînă la cca 0,5 mm, împingerea pămîntului se reduce de cca 5 . . .6 ori faţă de cea corespunzătoare stării de imobilitate. În consecinţă, deseori se pune problema dacă este raţională ipoteza unei stări de imobilitate a zidurilor fundate pe pămînturi nestîncoase, la care tasările şi deplasările mici sînt inevitabile. Totuşi, dat fiind caracterul aproximativ al calculelor geotehnice, în practică de obicei nu se are în vedere reducerea arătată a valorii împingerii pămîntului. Un alt motiv pentru care nu se ţine seama de influenţa deplasărilor este anihilarea acestora cu timpul în condiţiile acţionării în continuare a solicitării pămînturilor.

În privinţa direcţiei împingerii pămînturilor s-au efectuat o serie de determinări experimentale. În general, această direcţie depinde de mulţi factori : starea pămîntului, rugozitatea peretelui, deplasările zidului, acţiunea unor solicitări asupra suprafeţei terenului, variaţia de umiditate etc.

Primele experienţe efectuate de Moller au arătat că unghiul δ din figura 9.7 variază între $0{,}33\ \Phi < \delta < 0{,}67\ \Phi$. După Moller-Breslau, în cazul nisipurilor nesolicitate de forţe exterioare, unghiul $\delta = 0{,}75\ \Phi$. Sînt interesante şi experienţele lui Terzaghi care arată că direcţia presiunii pămîntului variază în funcţie de starea de compactare a pămînturilor nisipoase şi deplasările zidurilor. Se constată că presiunea E, în cazul creşterii deplasării zidului, deviază în mod sensibil faţă de normala la perete. Pentru nisipurile afînate, aşa cum se vede din figura 9.7, devierea E faţă de normala la perete este mai mică decît în cazul nisipurilor compacte. În consecinţă rezultă concluzia variaţiei direcţiei presiunii pămînturilor de-a lungul înălţimii zidului, în funcţie de schimbarea stării de compactare a pămîntului.

Datorită dificultăţilor legate de rezolvarea acestei probleme privind direcţia de împingere a pămîntului, se admite de obicei ipoteza $\delta = 0$, dat fiind că în această situaţie se obţine momentul de răsturnare maxim. Această ipoteză se confirmă şi experimental deoarece în cazul pămînturilor nisipoase afînate şi a celor argiloase de consistenţă redusă, unghiul δ scade pronunţat.

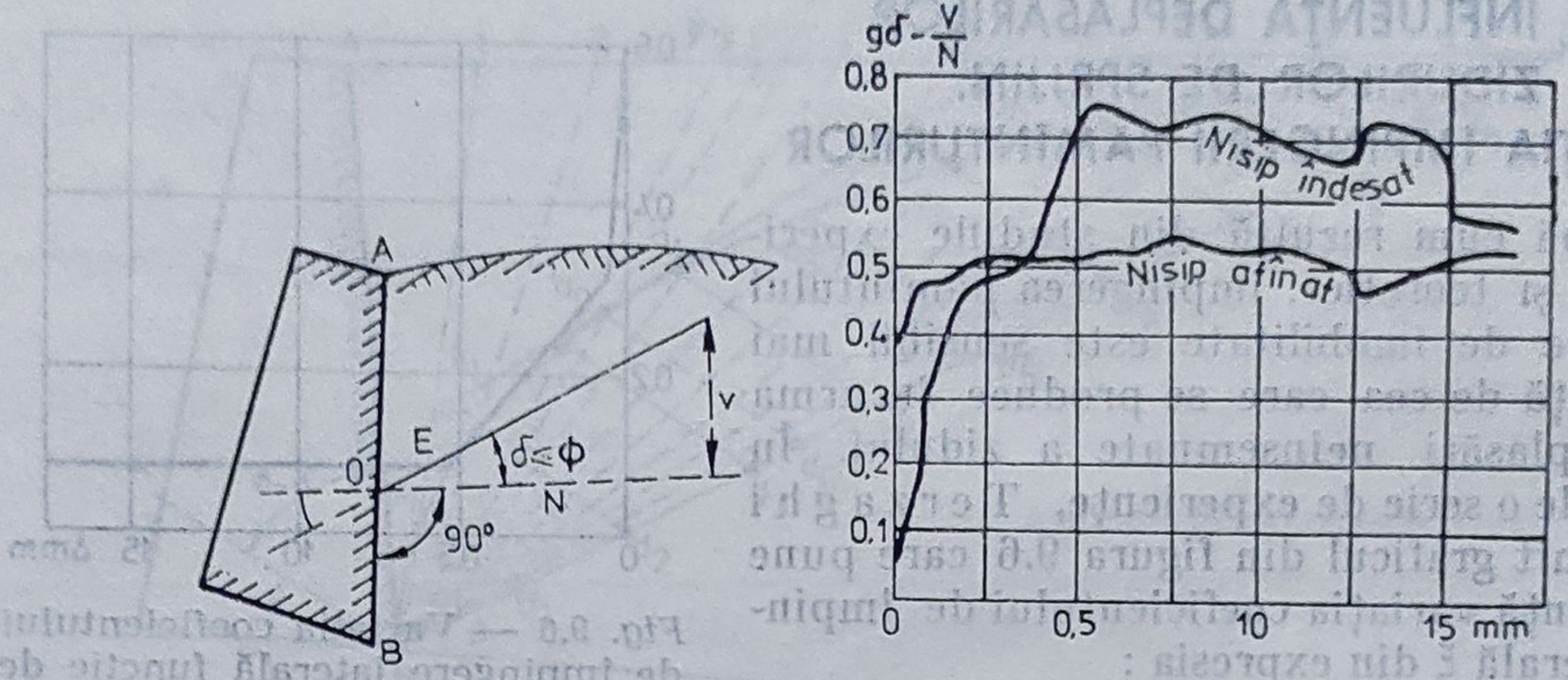


Fig. 9.7 — Direcția împingerii pămîntului

9.6. DETERMINAREA PRESIUNII PĂMÎNTURILOR PRIN METODE ANALITICE

În cazul unor suprafețe plane a paramenților zidurilor de sprijin este posibilă utilizarea metodelor de calcul analitice, mai simple față de cele grafice și grafoanalitice, utilizate cîteodată în practică.

a. Cazul unui zid neted vertical cu suprafața terenului orizontală. Formula 9.7 dă valoarea efortului — împingerii laterale — pe unitatea de suprafață a paramentului zidului, care prezintă o variație liniară funcție de z. În mod evident rezultă că presiunea totală exercitată asupra zidului de sprijin, în cazul neacționării pe suprafața terenului a unei sarcini, este reprezentată de suprafața epurei hașurată din figura 9.8, avînd valoarea :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \tag{9.9}$$

În mod analog se obține pentru presiunea pasivă formula :

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) \tag{9.10}$$

Rezultanta forțelor E respective se aplică pe paramentul zidurilor la o a treia parte din înălțimea măsurată de la baza acestora și prezintă o direcție orizontală. Ca și la teoria lui Coulomb nu se ia în considerare frecarea dintre pămînt și perete.

În cazul unei suprasarcini q continui, uniforme, arătate în figura 9.9 acțiunea acesteia, așa cum deseori se obișnuiește în calcule, se poate înlocui cu cea realizată printr-un strat de pămînt avînd grosimea :

$$h = \frac{q}{\gamma} \tag{9.11}$$

în care : q este intensitatea sarcinii uniform distribuite ;
γ — greutatea volumică a pămîntului.

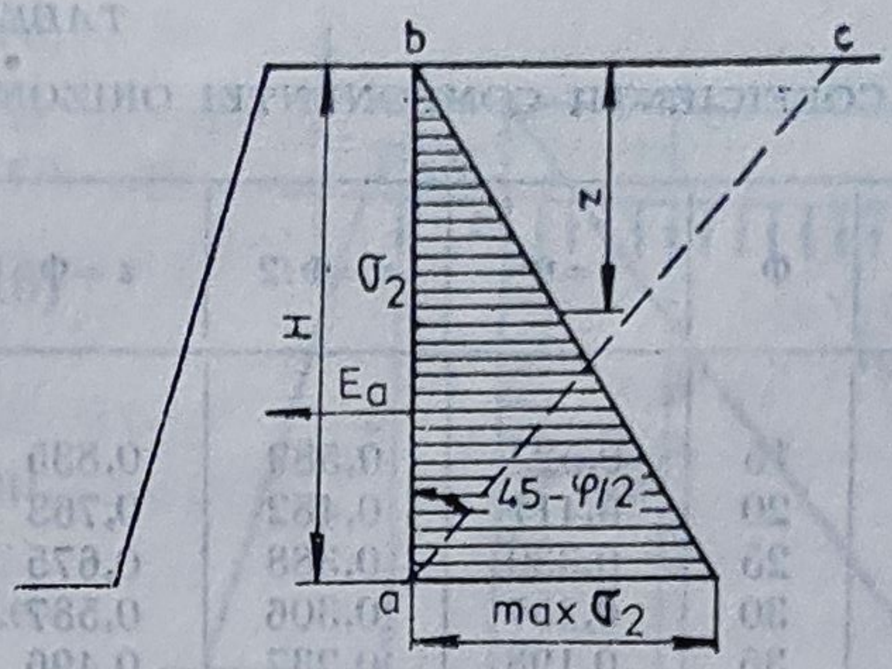


Fig. 9.8 — Schema de acțiune a forțelor pentru un zid de sprijin neted și rigid

Față de notațiile din figura 9.9 rezultă expresia evidentă a presiunii pămîntului cu suprasarcină continuă uniformă pe suprafața terenului în vecinătatea zidului ([42]) :

$$E_a = \frac{\gamma}{2}(H^2 + 2Hh)\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) \tag{9.12}$$

b. Cazul unui zid cu paramenții înclinați și suprafața terenului în pantă. Într-un caz mai general cu paramentul zidului înclinat și suprafața terenului din spatele zidului în pantă, presiunea pămîntului se poate evalua cu formula ([46]) :

$$E_a = K_a \frac{z^2 \cdot \gamma}{2} \tag{9.13}$$

în care :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\beta - \Phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\dfrac{\sin(\delta + \Phi)\sin(\Phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \varepsilon)}}}\right]^2 \tag{9.14}$$

și componenta orizontală a lui E_{ah} este dată de formula :

$$E_{ah} = K_{ah} \frac{h^2\gamma}{2} \tag{9.15}$$

în care : K_{ah} este un coeficient a cărui valori pentru diferite cazuri practice în situația $\delta = 0$ sînt date în tabelul 9.2.

Semnificațiile literelor din formulele respective sînt arătate în figura 9.10.

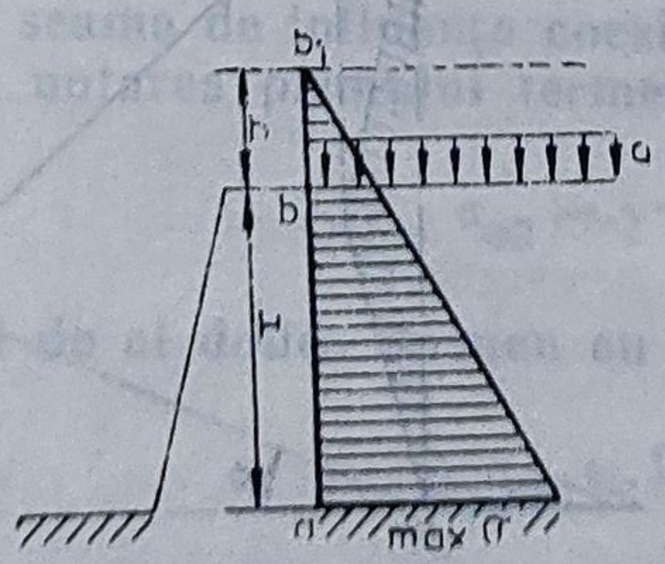


Fig. 9.9 — Cazul unei suprasarcini la suprafața terenului

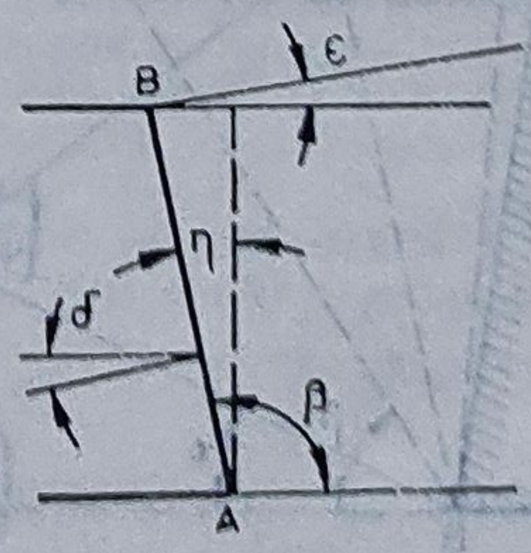


Fig. 9.10 — Semnificația literelor din formulele 9.14 ; 9.15 și tabelul 9.2

TABELUL 9.2

COEFICIENȚII COMPONENTEI ORIZONTALE A PRESIUNII PĂMÎNTULUI K_{ch}

η°	Φ	$\varepsilon = 0^\circ$	$\varepsilon = \Phi/2$	$\varepsilon = \Phi$	η°	Φ	$\varepsilon = 0^\circ$	$\varepsilon = \Phi/2$	$\varepsilon = \Phi$
	15	0,523	0,589	0,835		35	0,271	0,330	0,672
	20	0,417	0,482	0,763	0	40	0,218	0,267	0,587
	25	0,330	0,388	0,675		45	0,172	0,210	0,500
+12	30	0,257	0,306	0,587		15	0,619	0,701	0,983
	35	0,198	0,237	0,496		20	0,525	0,612	0,948
	40	0,148	0,178	0,406		25	0,443	0,629	0,900
	45	0,108	0,129	0,320	− 6	30	0,372	0,152	0,839
	15	0,556	0,627	0,883		35	0,309	0,381	0,768
	20	0,454	0,526	0,822		40	0,254	0,316	0,789
	25	0,368	0,434	0,474		45	0,207	0,257	0,605
+6	30	0,295	0,353	0,666		15	0,648	0,737	0,1036
	35	0,234	0,282	0,580		20	0,559	0,654	0,1016
	40	0,182	0,220	0,492		25	0,479	0,576	0,982
	45	0,139	0,168	0,405	−12	30	0,409	0,502	0,933
	15	0,588	0,665	0,933		35	0,347	0,432	0,872
0	20	0,490	0,569	0,883		40	0,292	0,367	0,800
	25	0,406	0,482	0,821		45	0,243	0,307	0,720
	30	0,333	0,402	0,750					

Dacă paramentul zidului sau suprafața terenului nu sînt plane continui, ci frînte, conturul prizmului alunecător se modifică astfel ca greutatea sa să nu fie modificată în mod sensibil. Procedeele grafice, care se pot avea în vedere rezultă clar din figura 9.11.

c. L u a r e a î n c o n s i d e r a r e a c o e z i u n i i p ă m î n t u l u i a s u p r a z i d u r i l o r d e s p r i j i n. La calculul împingerii pămînturilor coezive asupra zidurilor de sprijin este comod să se înlocuiască efectul coeziunii

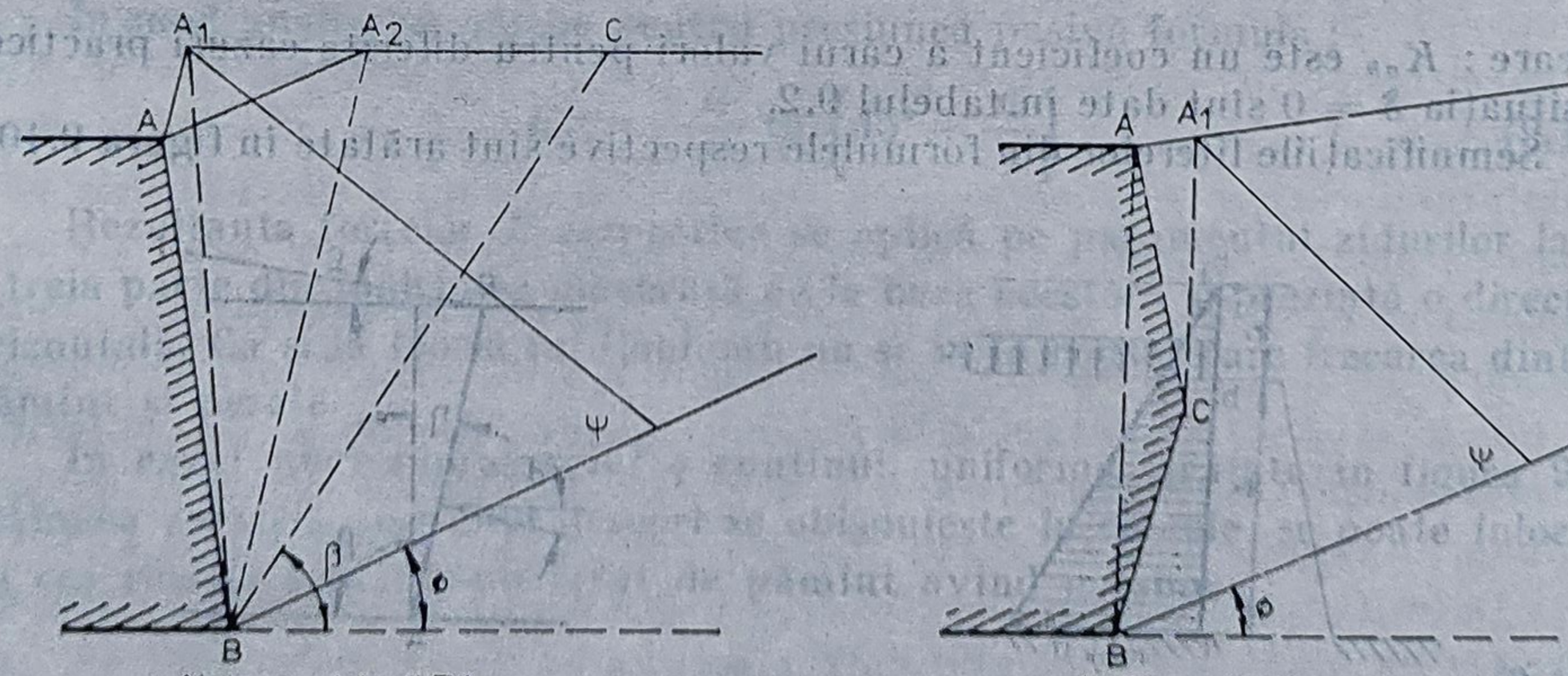


Fig. 9.11 — Determinarea conturului prizmului alunecător în situația unui paramentul zidului de sprijin sau suprafețe a terenului cu forme frînte

prin cel al unei presiuni exterioare, care, așa după cum se vede din figura 9.12, acționează din toate părțile cu intensitatea

$$p_c = \frac{c}{\operatorname{tg} \Phi} \qquad (9.16)$$

în care : p_c este presiunea coeziunii ;
c — coeziunea pământului, în daN/cm² ;
Φ — unghiul de frecare interioară a pământului.

Este evident că sarcina respectivă, care înlocuiește coeziunea și acționează pe suprafața terenului, mărește presiunea pământului asupra zidului, iar cea de pe suprafața de contact pământ-zid micșorează această presiune ([42]).

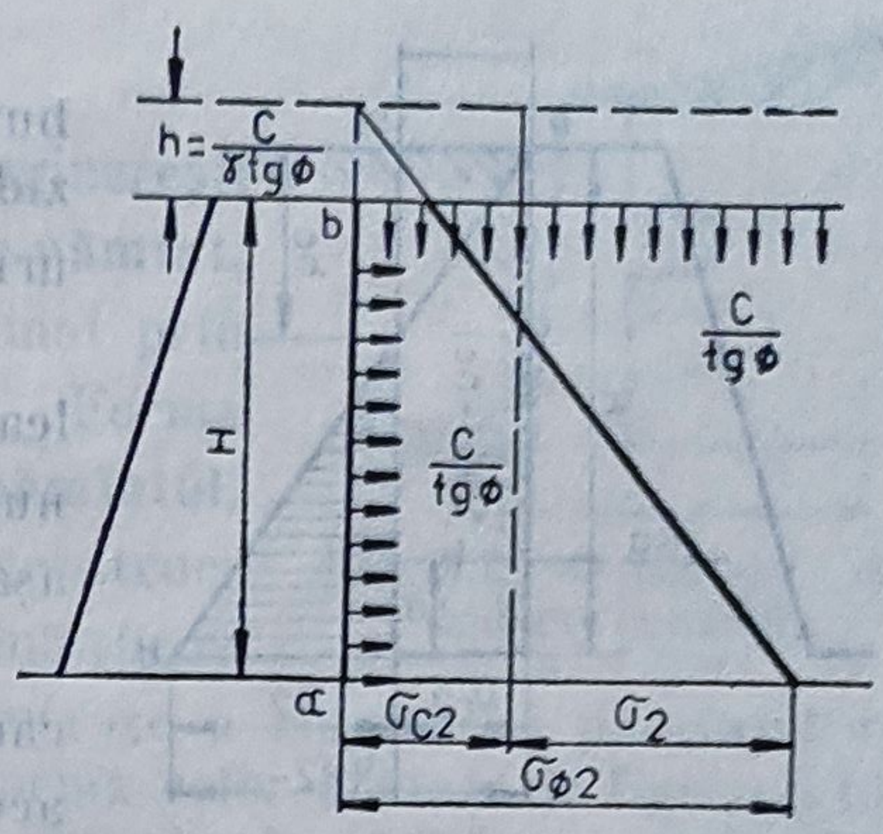


Fig. 9.12 — Determinarea împingerii pământului coeziv asupra unui zid de sprijin

În cazul unui zid vertical neted, cu suprafața terenului orizontală, acțiunea sarcinii arătate p_c, așa cum s-a procedat anterior se poate înlocui cu greutatea unui strat de pământ echivalent cu înălțimea

$$h = \frac{p_c}{\gamma} \quad \text{sau} \quad h = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \Phi} \qquad (9.17)$$

Luînd în considerare acțiunea presiunii coeziunii p_c de pe paramentul zidului de sprijin care acționează în sens invers cu împingerea pământului, rezultă următoarea expresie :

$$\sigma_2 = \gamma(H + h) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \Phi}$$

sau :

$$\sigma_2 = \gamma\left(H + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \Phi}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \Phi}$$

de unde :

$$\sigma_2 = \gamma \cdot H \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) - 2\, c \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \qquad (9.18)$$

Această expresie constă din doi termeni : primul care reprezintă valoarea împingerii numai în funcție de frecarea pământului și cel de al doilea termen care ține seama de influența coeziunii.

Prin notarea primului termen cu

$$\sigma_{\Phi 2} = \gamma \cdot H \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \qquad (9.19)$$

și a celui de al doilea termen cu

$$\sigma_{c2} = 2\, c \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) \qquad (9.20)$$

rezultă următoarea expresie a împingerii pământurilor coezive la baza zidurilor de sprijin

$$\sigma_2 = \sigma_{\Phi 2} - \sigma_{c2} \qquad (9.21)$$

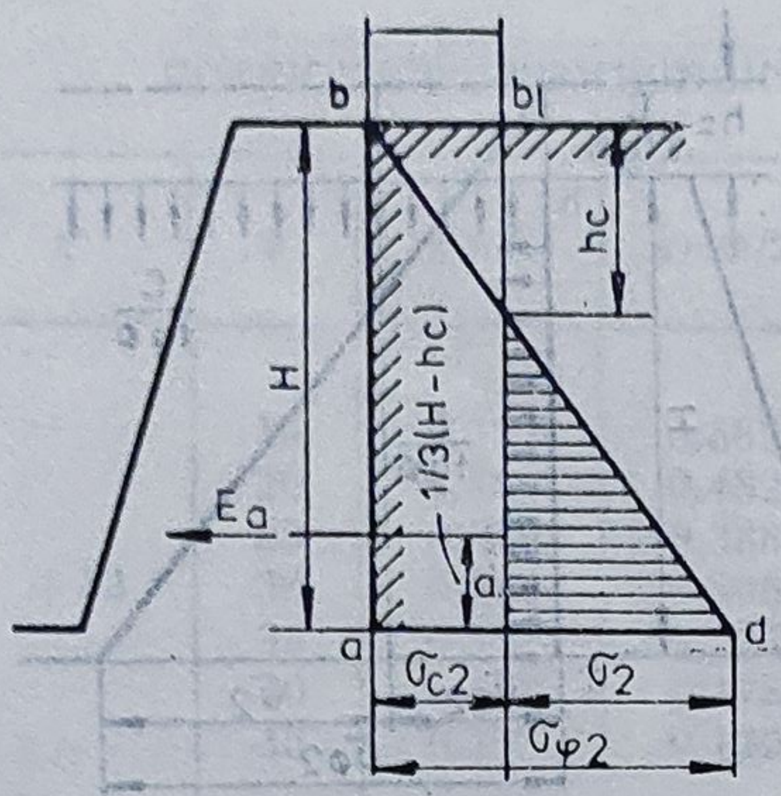


Fig. 9.13 — Distribuția împingerii pământurilor coezive asupra zidurilor de sprijin

Pentru stabilirea diagramelor de distribuție a împingerii pământurilor coezive asupra zidurilor de sprijin se procedează după cum urmează :

1. Pe baza formulelor arătate, se calculează împingerea specifică care ține seama numai de frecare și se trece la scară pe desen, așa cum se vede în figura 9.13.

2. În continuare se determină presiunea, care ține seama de coeziune și se trece pe același desen.

3. Din diagrama triunghiulară corespunzătoare împingerilor funcție numai de frecare, se extrage diagrama dreptunghiulară corespunzătoare efectului coeziunii, rezultînd în final zona haşurată care reprezintă presiunea efectivă exercitată de pământurile coezive ([42]).

d. Metode empirice pentru determinarea presiunii pământurilor. În cadrul proiectelor la faze preliminare, sau construcții mai simple care nu justifică efectuarea de studii geotehnice corespunzătoare, presiunea pământului în mod acoperitor pe unitate de suprafață zid, la o adîncime z față de nivelul terenului, se poate determina cu formula ([46]) :

$$p_a = K \cdot \gamma \cdot z \tag{9.22}$$

în care : K este coeficientul empiric a presiunii pământurilor a cărui valori sînt prezentate în tabelul 9.3. ;

γ — greutatea volumică a pământului.

TABELUL 9.3

VALORILE COEFICIENTULUI EMPIRIC DE PRESIUNE A PĂMÎNTULUI (K)

Natura pământului	K
Nisipuri și pietrișuri cu un procent redus de material fin	0,25
Nisipuri și pietrișuri cu un conținut mai ridicat de prafuri nisipoase fine	0,30
Nisipuri sau pietrișuri cu un conținut apreciabil de pământuri prăfoase sau argiloase	0,40
Pământuri prăfoase-argiloase bine compactate și fărîmițate în umplutură	0,80
Pământuri argiloase așternute sub formă de bulgări în umplutură	1,0

Pentru alte pământuri se pot avea în vedere valorile din tabelul 9.1.

În toate cazurile discutate, la determinarea presiunii pământurilor trebuie să se țină seama în mod corespunzător de prezența apelor subterane. În această situație greutatea volumică a pământului va fi redusă datorită acțiunii de subpresiune și se va lua în considerare presiunea hidrostatică a apelor.

9.7. ZIDURILE DE SPRIJIN

Zidurile de sprijin sînt construcţii inginereşti destinate asigurării stabilităţii unor mase de pămînt, a căror echilibru nu poate fi menţinut numai prin amenajarea de taluzuri corespunzătoare. Forma acestora este dictată de conlucrarea cu pămîntul, astfel ca să fie asigurată atît stabilitatea construcţiei cît şi a masei de pămînt. Atunci cînd înălţimea de sprijin este mare, pentru o mai bună conlucrare a zidului cu pămîntul se folosesc console sau plăci descărcătoare de forma celor arătate în figura 9.14.

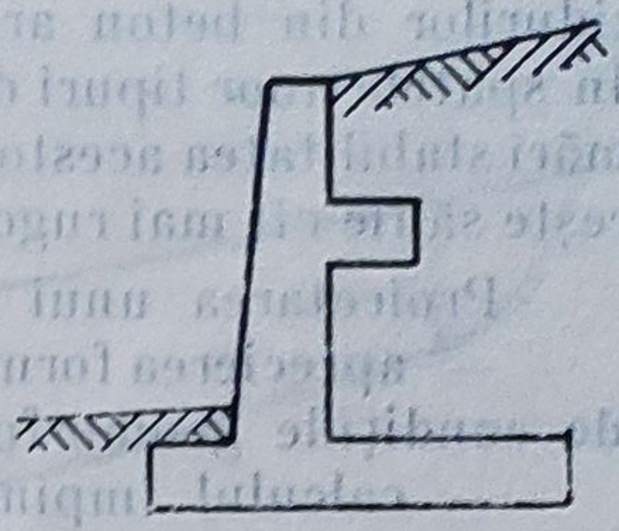


Fig. 9.14 — Sistem de zid cu consolă

Zidurile de greutate din pămînt armat, descrise la 11.2.5 cunosc în ultimul timp o largă aplicabilitate, datorită avantajelor pe care le oferă prin posibilitatea folosirii pe scară largă a materialelor locale.

La executarea acestor construcţii intervin deseori greutăţi în legătură cu pămîntul instabil în excavaţiile care trebuie realizate. Măsurile mai importante de stabilizare sînt drenarea apelor prin şanţuri de suprafaţă, descărcarea provizorie a pămînturilor, realizarea zidurilor pe tronsoane scurte în termene cît mai rapide etc.

Deoarece saturarea pămînturilor afectează în mod substanţial presiunea asupra zidurilor de sprijin prin acţiunea hidrostatică şi reducerea eforturilor efective datorită presiunilor negative, se impun măsuri de drenare corespunzătoare. În această privinţă se pot avea în vedere mai multe sisteme de drenare arătate în figura 9.15.

Drenul de fund din figura 9.15, *a* este recomandabil numai în cazul pămînturilor cu permeabilitate relativ ridicată care ar permite scurgerea apelor spre dren. Stratul drenant din spatele zidurilor arătat în figura 9.15, *b*, aplicabil în cazul pămînturilor relativ permeabile, evită riscul dezvoltării de presiuni hidrostatice pronunţate. Drenurile înclinate şi orizontale din figurile 9.15, *c* şi 9.15, *d* prezintă o eficacitate ridicată în combaterea presiunii hidrostatice.

Este important de menţionat că toate sistemele drenante arătate, trebuie protejate în contra colmatării prin straturi filtrante inverse, ce se pot stabili în funcţie de recomandările de la 6.5.

Zidurile de sprijin sînt construcţii cu lungimi mari şi în consecinţă în vederea evitării producerii de fisuri trebuie prevăzute rosturi de tasare şi dilataţie. La zidurile de greutate, care sînt nearmate, distanţa dintre rosturi este de cca 6 . . . 10 m. Dacă zidurile sînt orientate spre nord şi nu sînt expuse razelor solare în mod direct, această distanţă se poate majora pînă la 15 m. În cazul

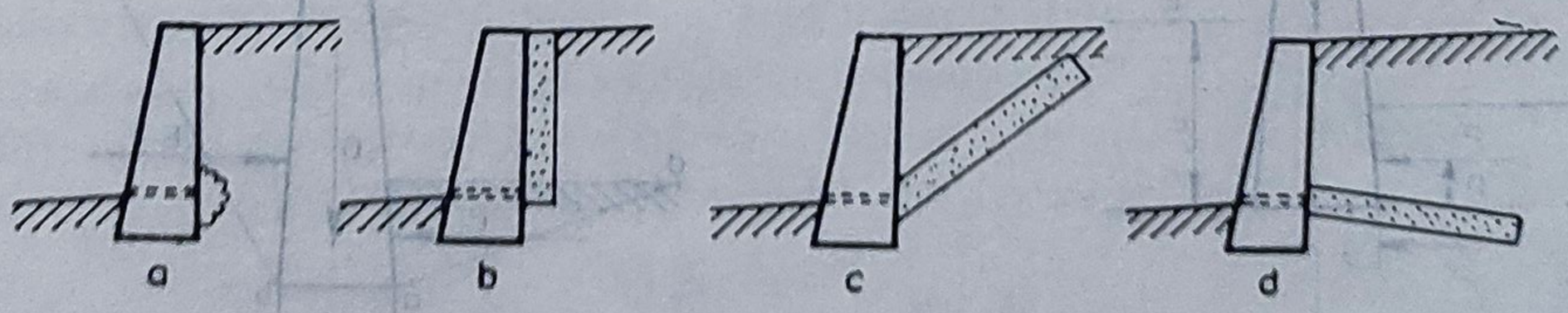


Fig. 9.15 — Diferite sisteme de drenare :
a — dren de fund ; *b* — dren din spatele zidului ; *c* — dren înclinat ; *d* — dren orizontal

zidurilor din beton armat, distanța dintre rosturi pote fi de 20...40 m. În spatele unor tipuri de ziduri se execută anumite umpluturi cu scopul de a se mări stabilitatea acestora, iar suprafața peretelui în contact cu terenul se urmărește să fie cît mai rugoasă, în vederea sporirii unghiului de frecare δ.

Proiectarea unui zid comportă următoarele etape:

— aprecierea formei zidului și a materialului din care se execută în funcție de condițiile geomorfologice din zonă;

— calculul împingerii active și pasive;

— dimensionarea și verificarea stabilității construcției.

Presiunea efectivă pe talpa fundației este dată de relația

$$p_{\substack{max\\min}} = \frac{N_{tf}}{B \cdot l} \cdot \left(1 \pm \frac{6e_f}{B}\right) \tag{9.23}$$

în care: N_{tf} este forța axială totală dată de greutatea proprie a zidului și componenta verticală a împingerii pămîntului;

l — lungimea fundației zidului;

B — lățimea fundației zidului;

$e_f = \frac{M_{tf}}{N_{tf}}$ — momentul tuturor forțelor care solicită zidul, față de centrul de inerție al suprafeței de contact $B \cdot 1$;

M_{tf} — momentul tuturor forțelor care solicită zidul, față de centrul de inerție al fundației O_f.

9.8. STABILITATEA ZIDURILOR DE SPRIJIN

Stabilitatea la răsturnare pentru un coeficient de siguranță este dată de formula:

$$E \cdot e = \eta_i (P \cdot p + G \cdot g) \tag{9.24}$$

în care semnificațiile tuturor literelor sînt arătate în figura 9.16.

Stabilitatea la alunecare se poate verifica cu formula

$$P + S = E \tag{9.25}$$

în care: P și E sînt presiunile pasive și active figurate în figura 9.17, iar S rezistența la deplasare a zidului, ce se poate asimila cu rezistența la tăiere a pămîntului sub talpa construcției și anume:

$$S = Bc + G \operatorname{tg} \Phi \tag{9.26}$$

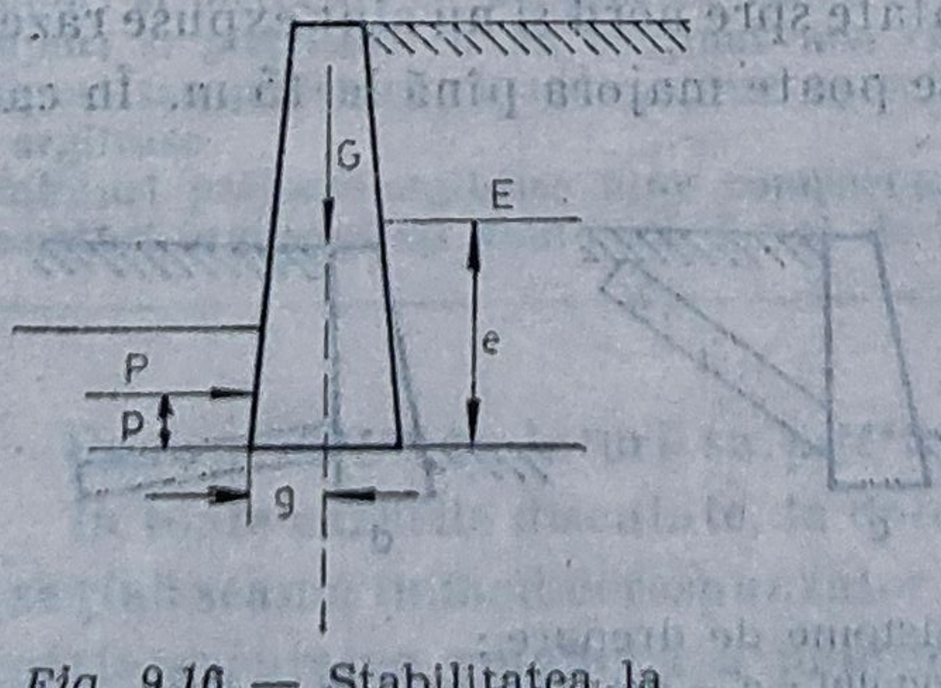


Fig. 9.16 — Stabilitatea la răsturnare

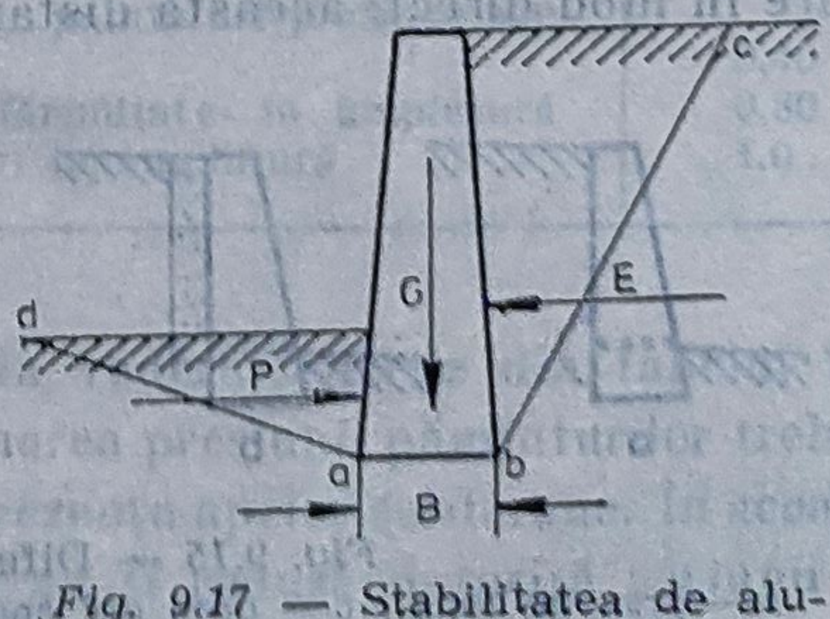


Fig. 9.17 — Stabilitatea de alunecare

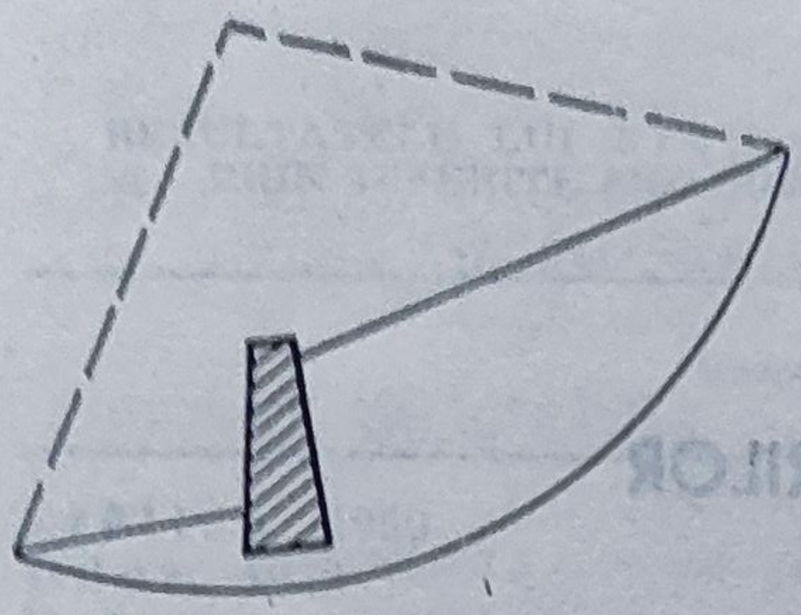


Fig. 9.18 — Suprafață de alunecare circulară

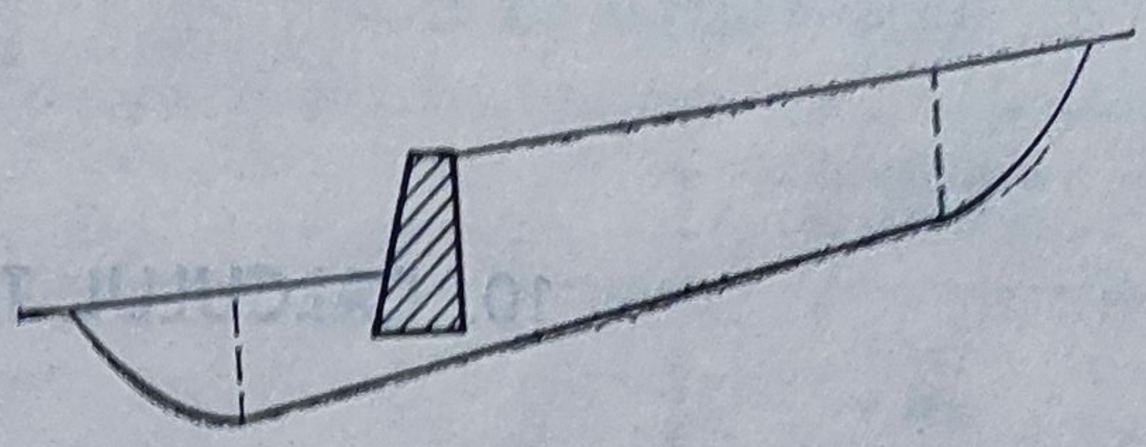
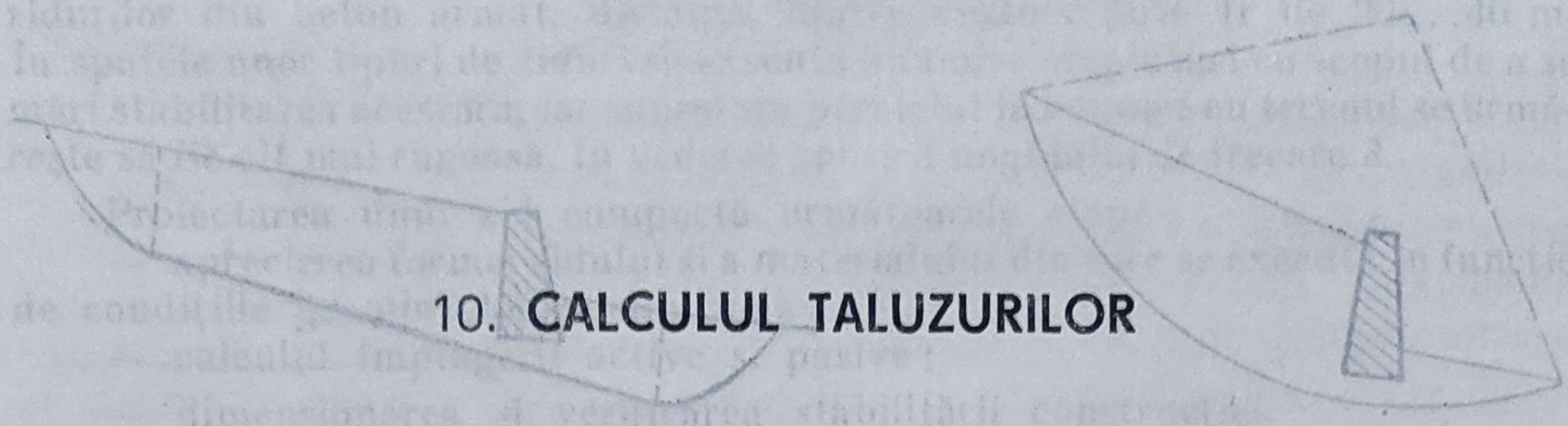


Fig. 9.19 — Suprafață de alunecare necirculară

în care : B este lățimea fundației, c — coeziunea, G — greutatea zidului și Φ — unghiul de frecare interioară a pămîntului.

Alte cazuri de cedări posibile sînt după planuri de alunecare mai adînci, așa cum se poate vedea în figurile 9.18 și 9.19.

Metodele utilizate sînt similare celor de verificare a stabilității taluzurilor și versanților după planuri circulare și necirculare expuse în capitolul 10.



10. CALCULUL TALUZURILOR

10.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Problema mecanismului alunecărilor nu este încă rezolvată în mod precis și schemele de calcul bazate pe o serie de ipoteze simplificatoare nu corespund în totalitate fenomenelor din realitate. În această privință M a s l o v afirmă că ipotezele mecano-matematice admise în calculul alunecărilor sînt mult îndepărtate față de realitate. Examinarea fenomenelor de instabilitate din practică, permite stabilirea în această privință a mai multor concluzii edificatoare, din care se pot menționa următoarele mai importante:

— planurile de alunecare efective nu corespund cu cele adoptate de obicei în calcule, chiar în cazul celor mai simple situații luate în considerare;

— natura reală a alunecărilor nu este însă nici pe departe elucidată; cinematica mecanismului alunecărilor este în majoritatea cazurilor complexă, cu o evoluție progresivă neuniformă a solicitărilor și cedărilor terenului după diferite direcții, contrar ipotezelor pe care se bazează metodele de calcul actuale (cu eforturi de tăiere uniform distribuite pentru aceeași perioadă de timp etc.) ([25]).

Față de acest stadiu, cu elemente de bază încă neclarificate, T r o l l o p e, în raportul general pentru secția a 6-a din cadrul Congresului V de Mecanica Pămînturilor și Fundații de la Paris, 1961, a declarat textual că „nu există o fundamentare corespunzătoare care să permită abordarea de noi metode teoretice în rezolvarea problemelor de alunecări".

Aceeași situație se menține și în prezent, așa după cum rezultă din examinarea materialelor documentare mai recente, inclusiv a celor cuprinse în lucrările Congresului VIII de Mecanica Pămînturilor și Fundații de la Moscova, 1973, Congresul de geotehnică de la Varna, 1980 etc.

Un aspect deosebit de interesant este faptul că diferite metode de calcul ale taluzurilor, mai simple sau mai complexe, cu fundamentări mecano-matematice avansate, duc în mod practic la aceleași concluzii, după cum rezultă din calculele comparative prezentate de o serie de cercetători, dintre care unele sînt arătate în tabelele 10.1 și 10.2 ([25]).

Calculele comparative similare au fost prezentate de M a s l o v în cadrul Congresului VIII de Mecanica Pămînturilor și Fundații de la Moscova, 1973. Au fost analizate după diferite metode: T a y l o r, F e d o r o v,

TABELUL 10.1

REZULTATELE LUI Frölich PRIVIND COEFICIENȚII DE SIGURANȚĂ OBȚINUȚI PRIN DIFERITE METODE DE CALCUL AL UNUI TALUZ CU ACELEAȘI DATE INGINERO-GEOLOGICE

Metoda de calcul	Coeficientul de siguranță
Frölich, 1950	1,417
Odde, 1943	1,606
Fellenius, 1926	1,6
Peterson, 1916	1,514
Metoda suedeză de interpretarea lui Frölich	1,511
Taylor	1,471

(Diferențele dintre rezultatele prezentate se limitează la 5,7%, față de valoarea medie).

TABELUL 10.2

COEFICIENȚII DE SIGURANȚĂ OBȚINUȚI LA CALCULELE DUPĂ METODELE Fellenius ȘI Bishop, PENTRU DETERMINAREA TALUZURILOR RAMBLEELOR UNUI TRONSON DE DRUM DINTRE ORANGE ȘI NARBONNE

Înălțimea umpluturii	Coeficientul de siguranță	
	Fellenius, 1926	Bishop — metodă mai recentă
2	2,40	2,03
5,4	1,71	1,75
7	1,34	1,2
7,95	1,19	1,14
9,5	1,01	0,97
10	0,96	0,92
10,35	0,94	0,9

(În mod practic, ambele metode duc la aceleași rezultate).

Terzaghi, Krey, Maslov, 49 de alunecări reale din diferite țări Anglia, Norvegia, Vietnam, U.S.S.R. etc., rezultînd următoarele concluzii mai importante :

— ipotezele admise la diferite metode de calcul influențează într-o mică măsură rezultatele finale ;

— diferitele îmbunătățiri la metodele de calcul, inclusiv cele mai recente, nu condiționează obținerea de rezultate mai precise ;

— nu prezintă importanță metoda de calcul utilizată la diferite studii prin care se urmărește respectarea obișnuitului grad de siguranță avut în vedere la majoritatea lucrărilor din practică.

Caracterul aproximativ al calculelor este pus în evidență și de Zaruba prin afirmația că acestea impun din partea geotehnicienilor un anumit grad de risc ([47]).

Pentru verificarea eficacității calculelor, Maslov a analizat o serie de alunecări produse în diferite țări la taluzurile proiectate inițial cu diferite grade de siguranță. Luînd în considerație caracteristicile de tăiere efective din timpul alunecării, diferite în general față de cele admise inițial, și presupu-

nînd un coeficient de siguranţă în perioada producerii fenomenului „1“ au rezultat următoarele concluzii mai interesante :

— pentru taluzuri puţin umezite, coeficienţii de siguranţă admişi la calculele iniţiale de dimensionare depăşesc cu cca 2,75% coeficientul „unu“ la care s-a produs alunecarea ;

— la taluzurile şi versanţii complet umeziţi, coeficientul de siguranţă iniţial este de cca 1,25 faţă de 1,00 din timpul alunecării ;

— la taluzurile calculate pentru o suprafaţă de cedare cunoscută, coeficienţii de siguranţă efectivi sînt apropiaţi de cei admişi la calcule.

Datele respective scot în evidenţă rezultatele defectuoase ce se obţin în cazul calculelor la taluzuri neinundate la care nu se poate aprecia cu precizie suprafaţa de alunecare. Analizîndu-se neconcordanţele dintre aprecierile iniţiale şi comportarea ulterioară a taluzurilor, rezultă rolul important pe care îl are natura pămînturilor, aşa cum s-a arătat în linii generale la 3.7. Cauzele mai importante care determină aceste neconcordanţe sînt :

— degradarea pămînturilor argiloase mai ales în săpături noi, din care cauză este favorizată saturarea maselor respective pronunţat fisurate ;

— dificultatea anticipării poziţiei suprafeţei de cedare ;

— desfăşurarea fenomenelor de instabilitate sub formă de impulsuri locale în mare parte greu perceptibile, premergătoare alunecărilor la scară mare, fapt care contrazice ipotezele unanim avute în vedere la calcule, cu mobilizarea integrală şi simultană a rezistenţei pămîntului pe toată suprafaţa de alunecare prezumată etc.

Totuşi, cu toate aspectele negative arătate, calculele taluzurilor au o deosebită importanţă practică inginerească. Independent de caracterul lor aproximativ, acestea permit aprecierea obiectiv-cantitativă a influenţei diferiţilor factori asupra stabilităţii pămînturilor şi abordarea în consecinţă a măsurilor ce se impun.

10.2. ABORDAREA PROBLEMELOR DE CALCUL A TALUZURILOR

În general metodele de calcul ale taluzurilor ar trebui să ţină seama de următoarele :

a) variaţia în timp a caracteristicilor pămîntului faţă de valorile determinate în laboratoarele geotehnice ;

b) variaţia presiunii apei din pori ;

c) corelaţia dintre eforturi şi deformaţii ;

d) anizotropia pămînturilor ;

e) neuniformitatea proprietăţilor pămînturilor condiţionată de variaţia sarcinilor, situaţia geologică, fenomenele tectonice, caracterul fisuraţiei, influenţa eforturilor naturale ;

f) sarcina construcţiilor etc.

Independent de importanţa decisivă a multora din aceşti factori, exprimarea influenţei tuturor acestora sub o formă matematică analitică este dificilă, din care cauză la calcule, de la caz la caz, se fac o serie de ipoteze simplificatoare.

Cauzele mai importante care determină modificări în timp faţă de rezultatele cercetărilor iniţiale sînt legate de :

— variaţia presiunii apei din pori ;

— scăderea pronunţată a coeziunii ;

— degradarea pămînturilor în săpăturile noi şi umflarea frecventă a acestora ;

— umezirea unor pămînturi iniţial uscate însoţită de micşorarea caracteristicilor de rezistenţă etc.

Toate aceste aspecte abordate în ultimul timp de mulţi cercetători sînt însă neglijate de unii ingineri, care, în schimb acordă un rol exagerat metodelor de calcul efectuate pentru pămînturile aflate în starea lor naturală la data executării prospecţiunilor.

Una din legile de bază a mecanicii pămînturilor este dată de formula 3.3 :

$$\sigma_e = \sigma_t - \sigma_n$$

în care : σ_e este presiunea efectivă ;

σ_t — presiunea totală ;

σ_n — presiunea neutră, preluată de apa din pori.

Referitor la presiunea apei din pori, trebuie arătat că valoarea acesteia constituie rezultanta presiunii hidrostatice, condiţionată de nivelul apei subterane şi presiunea provocată de tendinţa de modificare a volumului porilor. În funcţie de natura pămîntului şi caracterul solicitărilor, această presiune a apei din pori poate avea o valoare pozitivă sau negativă, de exemplu în cazul excavaţiilor care favorizează umflarea pămînturilor. Atunci cînd condiţiile de drenare sînt dificile, comprimarea pămînturilor respective determină creşterea accentuată a presiunii neutre, care în acest caz este pozitivă.

În situaţia unei drenări complete şi a aplicării treptate a sarcinilor, modificarea volumului porilor nu condiţionează creşterea presiunii apei, a cărei valoare rămîne influenţată numai de nivelul hidrostatic.

După cum s-a arătat la 3.1, în vederea punerii în evidenţă a variaţiei volumului pămîntului şi condiţiilor de drenare, încercările de tăiere se pot efectua consolidate-drenate, consolidate-nedrenate şi neconsolidate-nedrenate.

Încercările consolidate-drenate, care în cazul pămînturilor argiloase se efectuează timp mai îndelungat, permit obţinerea parametrilor efectivi de tăiere.

În cazul încercărilor consolidate-nedrenate parametrii efectivi de tăiere rezultă prin scăderea presiunii neutre, măsurată în timpul experienţelor, din cea totală. În consecinţă efectuarea încercărilor respective fără determinarea presiunii neutre nu este recomandabilă.

Încercările neconsolidate-nedrenate permit numai determinarea rezistenei totale, corespunzătoare unei anumite umidităţi a pămînturilor fără a se ţine seama de presiunea neutră.

Faţă de cele arătate rezultă că în cazul pămînturilor necoezive, la care drenarea apei se face cu uşurinţă, la calculul taluzurilor se va ţine seama că presiunea neutră nu se poate dezvolta. Excepţie prezintă numai nisipurile sau pietrişurile argiloase încărcate rapid, la care este posibilă naşterea într-o etapă iniţială a presiunilor neutre.

Se poate menţiona că unghiul de frecare interioară a nisipurilor determinat cu dispozitivul triaxial este de obicei cu cca 4°...5° mai redus faţă de

cel obţinut prin tăierile directe. În acelaşi timp s-a constatat că umidităţile schimbă caracteristicile de tăiere numai cu cca 1° . . .2° ([37]).

La pămînturile argiloase şi mîloase saturate, consolidate normal, îndesarea este însoţită de naşterea unor presiuni neutre pozitive, care împiedică dezvoltarea unor caracteristici de tăiere efective ridicate. În astfel de situaţii cu presiunea apei în pori pozitivă, stadiul iniţial cu parametrii efectivi micşoraţi este cel critic. Ulterior în funcţie de drenarea apei presiunea neutră se micşorează şi parametrii efectivi cresc, îmbunătăţindu-se în consecinţă condiţiile de stabilitate. Astfel de situaţii trebuie luate în considerare la calculul taluzurilor umpluturilor realizate pe pămînturi argiloase şi mîloase saturate, a căror stabilitate, aşa după cum se ştie din practica curentă, este critică în stadiul iniţial şi se îmbunătăţeşte în decursul timpului. Deseori, pentru a se evita crearea de situaţii critice, înălţarea umpluturilor se face eşalonat, în funcţie de atenuarea presiunilor neutre aşa cum s-a prezentat la subcapitolul 3.1

Debleele proaspete pot favoriza dezvoltarea de presiuni neutre negative, ca urmare a tendinţei de umflare a pămînturilor descărcate prin excavaţiile efectuate. În astfel de situaţii taluzurile respective se menţin mai bine într-o etapă iniţială şi stabilitatea se înrăutăţeşte în timp, funcţie de anihilarea presiunilor neutre prin absorbţia apei în masa pămînturilor. În mod schematic se constată următoarea evoluţie : eforturile tangenţiale din zona taluzurilor comprimă masa pămînturilor, iar cele normale la suprafeţele potenţiale de alunecare, micşorate, favorizează decomprimarea, rezultanta acestor două solicitări determinînd naşterea unor presiuni neutre pozitive sau negative ([37]).

Cele relatate privind comportarea defectuoasă a taluzurilor unor umpluturi imediat după execuţie pe pămînturi argiloase şi mîloase saturate nedrenate şi a unor deblee realizate în aceleaşi pămînturi, a căror stabilitate a fost afectată în timp, funcţie de evoluţia procesului de drenare, este confirmată de o serie de exemple din practică citate de Bjerrum, Henkel, Skempton etc. ([37]). Aşa cum s-a mai arătat, în cazul umpluturilor pe pămînturi saturate, pentru stadiul iniţial, caracterizat prin neînceperea procesului de drenare, la calculele de stabilitate se utilizează deseori procedeul aşa numit $\Phi = 0$, cu luarea în considerare numai a rezistenţei totale la tăiere, obţinute pe probe neconsolidate-nedrenate. Tien H. Wu şi Dwight Sangrey susţin că în cazul umpluturilor (rambleelor) din argilă moale şi a fundaţiilor constituite din prafuri argiloase, la proiectare se poate utiliza aceeaşi metodă $\Phi = 0$, adică cu luarea în considerare numai a eforturilor totale obţinute pe probe neconsolidate-nedrenate, urmînd ca verificarea în funcţie de caracteristicile efective să se facă în timpul execuţiei.

În cazul pămînturilor argiloase supraconsolidate este recomandabil ca testările în laboratoare să se facă pe probe de dimensiuni mai mari, pentru a se atenua efectul fisuraţiei caracteristice acestor formaţiuni. La încercările de tăiere, în vederea obţinerii de rezultate concludente, probele vor trebui să fie în prealabil consolidate la solicitările din teren.

Efectul decomprimării, arătat mai sus pentru debleele realizate în pămînturi argiloase şi mîloase consolidate normal, este mult mai pronunţat la săpăturile în formaţiunile supraconsolidate. Unflarea pămînturilor urmată de naşterea presiunilor neutre şi producerea de fisuri, favorizează în mod pronunţat umectarea taluzurilor cu consecinţe negative asupra stabilităţii. În această situaţie o serie de cercetători au abordat problema luării în considerare la calcule a caracteristicilor argilelor corespunzătoare stadiului de saturare completă. După cum arată Chandler şi Skempton această

ipoteză este însă exagerată dat fiind că umectarea se desfășoară pe parcurs și nu afectează dintr-o dată întreaga suprafață a taluzului. În orice caz, pentru astfel de pămînturi, alegerea caracteristicilor de tăiere recomandabile la calculul taluzurilor ridică multe probleme dificile. În astfel de situații se poate avea în vedere rezistența reziduală examinată la 3.6. Este important de menționat concluzia lui K e n n e y că unghiul de frecare interioară corespunzător rezistenței reziduale este minim la argilele montmorillonitice, $\Phi = 10°$, și diferă mai puțin față de rezistența la vîrf în cazul predominării mineralelor de cuarț, feldspat și calcit.

În general, umflarea pămînturilor supraconsolidate se produce foarte rapid, astfel că luarea în considerare a stabilității taluzurilor provizorii nedrenate, așa cum se obișnuiește la formațiunile consolidate normal, în cazul respectiv nu este recomandabilă.

Pentru pămînturile argiloase parțial saturate, aprecierea caracteristicilor de tăiere efective este inabordabilă datorită imposibilității determinării în astfel de situații a presiunii neutre ([37]).

Calculele de stabilitate au în vedere principiul echilibrului limită, cînd masa de pămînt sub influența solicitărilor începe a se deplasa după un plan oarecare. Adică în această stare de echilibru limită pentru întreaga suprafață potențială de lunecare sînt create simultan condițiile de cedare-rupere ale pămîntului.

La o serie de metode se compară, așa cum se va vedea în cuprinsul acestui capitol, forțele mobilizate de împingerea pămîntului cu cele care se opun alunecării. În condiții de echilibru limită, adică în momentul începerii cedării, raportul dintre aceste forțe este egal cu unitatea, iar pentru raporturi subunitare sau supraunitare echilibrul este afectat și respectiv asigurat.

Factorii arătați anterior : anizotropia pămînturilor, influența construcțiilor etc., de care ar trebui să se țină seama la calculul taluzurilor, se cercetează prin studii geotehnice corespunzătoare. În această privință, taluzurile umpluturilor de pămînt, cu proprietăți bine cunoscute, se pretează la calcule mai precise de stabilitate.

În general, este recomandabil ca metodele de calcul adoptate să fie cît mai sugestive, ușor de efectuat și să permită luarea în considerare a celor mai diferite cauze legate de producerea fenomenelor de cedarea pămînturilor. Calitatea calculelor este radical îmbunătățită, dacă prin studii de teren se pot anticipa : direcția planurilor de alunecare, influența diferiților factori asupra producerii fenomenelor de instabilitate și rezistența efectivă la tăiere a pămînturilor. În această situație este foarte recomandabilă organizarea de cercetări în zonă asupra alunecărilor produse, în vederea culegerii de date mai concludente. Așa cum s-a arătat, posibilitatea luării în considerare de calcule a acestor date, poate asigura succesul urmărit în rezolvarea problemelor impuse.

10.3. METODE EXPEDITIVE DE CALCUL A TALUZURILOR

10.3.1. METODELE LUI TAYLOR ȘI GIBSON-MORGENSTERN

În cazul unor pămînturi omogene, a căror rezistență la alunecare este dată de unghiul de frecare interioară Φ și coeziune c, T a y l o r propune pentru stabilirea taluzurilor graficul din figura 10.1, a cărui utilizare este evidentă.

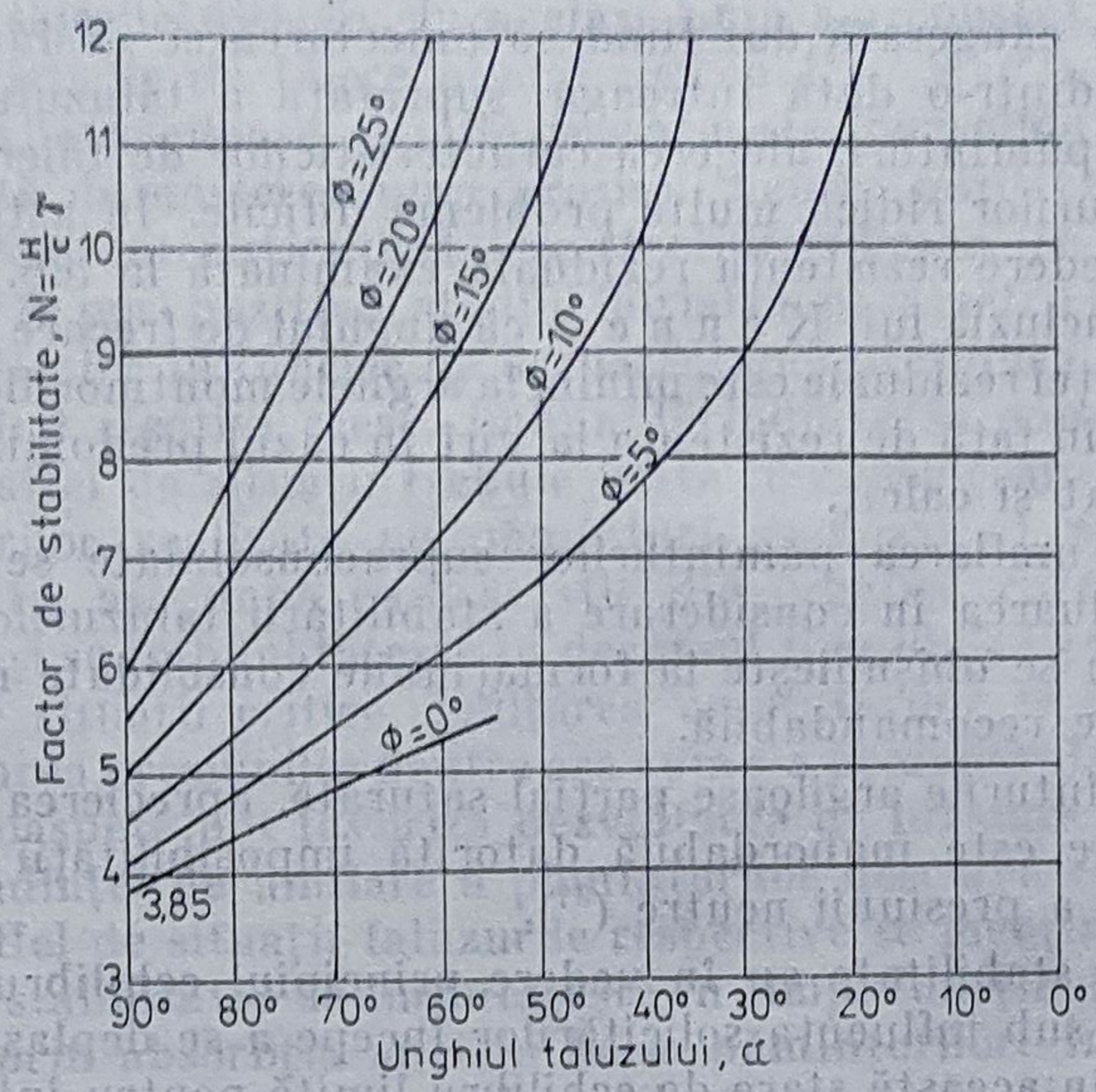


Fig. 10.1 — Graficul lui Taylor pentru determinarea unghiului taluzului α, funcție de γ — greutatea volumică a pământului, H — înălțimea taluzului, c — coeziunea și Φ — unghiul de frecare interioară

În cazul pământurilor argiloase consolidate, a căror rezistență la forfecare crește în adîncime, Gibson și Morgenstern, propun următoarea ecuație :

$$F = N(s_u/\gamma \cdot z) \tag{10.1}$$

în care : F este coeficientul de siguranță admis la dimensionarea taluzului;
N — factorul de stabilitate a cărei valoare se stabilește cu ajutorul graficului din figura 10.1 ;
s_u — rezistența la tăiere în condiții neconsolidate-nedrenate ;
γ — greutatea volumică a pământului ;
z — înălțimea taluzului în dreptul punctului unde se determină panta taluzului.

10.3.2. DIMENSIONAREA TALUZURILOR DUPĂ METODA F_p

O metodă expeditivă pentru determinarea taluzului stabil, utilizată frecvent și cu succes în cursul ultimilor ani în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, este cea denumită F_p.

Unghiul taluzului stabil se deduce din expresia unghiului de frecare aparentă ψ. Rezistența de frecare aratată anterior, dată de Coulomb este $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot h}$ din care se deduce valoarea tangentei unghiului de frecare aparent :

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot h} \tag{10.2}$$

În cazul unui volum de pămînt avînd greutatea G situat pe un taluz de aceeaşi natură, cu înclinarea α faţă de orizontală, forţa de alunecare este :

$$H = G \cdot \sin \alpha \tag{10.3}$$

iar forţa de stabilitate este egală cu rezistenţa pe suprafaţa de contact :

$$S = N \cdot \operatorname{tg} \psi = G \cos \alpha \operatorname{tg} \psi \tag{10.4}$$

Pentru realizarea echilibrului este necesar ca :

$$H = S \text{ sau } G \cdot \sin \alpha = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi$$

de unde :

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \psi \text{ şi în consecinţă } \alpha = \psi \tag{10.5}$$

adică unghiul taluzului α este egal cu unghiul de frecare aparent ψ a cărui tangentă este dată de formula 10.2. Acest procedeu pentru determinarea expeditivă a pantei taluzului funcţie de înălţime, greutatea volumică a pămîntului şi caracteristicile sale de tăiere este larg utilizat în practica noastră, mai ales, datorită bunelor rezultate confirmate de o experienţă îndelungată.

În cazul prezenţei unei pînze de apă subterană în zona taluzului avut în vedere, este necesară introducerea în relaţia 10.2 a unui coeficient de corecţie β, după cum urmează :

$$\operatorname{tg} \alpha = \beta \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot h} \tag{10.6}$$

Valoarea lui β fiind dată de relaţia :

$$\beta = \frac{h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{(h_1 + h_2) \cdot \gamma_1} \tag{10.7}$$

în care : h_1 este înălţimea taluzului deasupra nivelului apei subterane ;
h_2 — înălţimea taluzului sub nivelul apei subterane ;
γ_1 — greutatea volumică a pămîntului deasupra apei ;
γ_2 — greutatea volumică a pămîntului sub nivelul apei.

10.3.3. METODA JANBU

Pentru cazul taluzurilor şi versanţilor alcătuiţi din pămînturi omogene, la calculele de stabilitate este utilă determinarea poziţiei centrului corespunzător suprafeţei de alunecare mai periculoasă cu ajutorul diagramei lui J a n b u din figura 10.2. În funcţie de aceasta se determină coordonatele x şi y ale centrului 0 sub forma $x_0 h$ şi $y_0 h$ unde h este înălţimea taluzului, iar x_0 şi y_0, valori adimensionale stabilite în funcţie de :

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \Phi}{c} \tag{10.8}$$

cu semnificaţia literelor ca în formulele de mai sus.

Cu ajutorul curbelor din figura 10.2, H r i s t o v a întocmit diagrama din figura 10.3 care permite verificarea directă a pantelor taluzurilor.

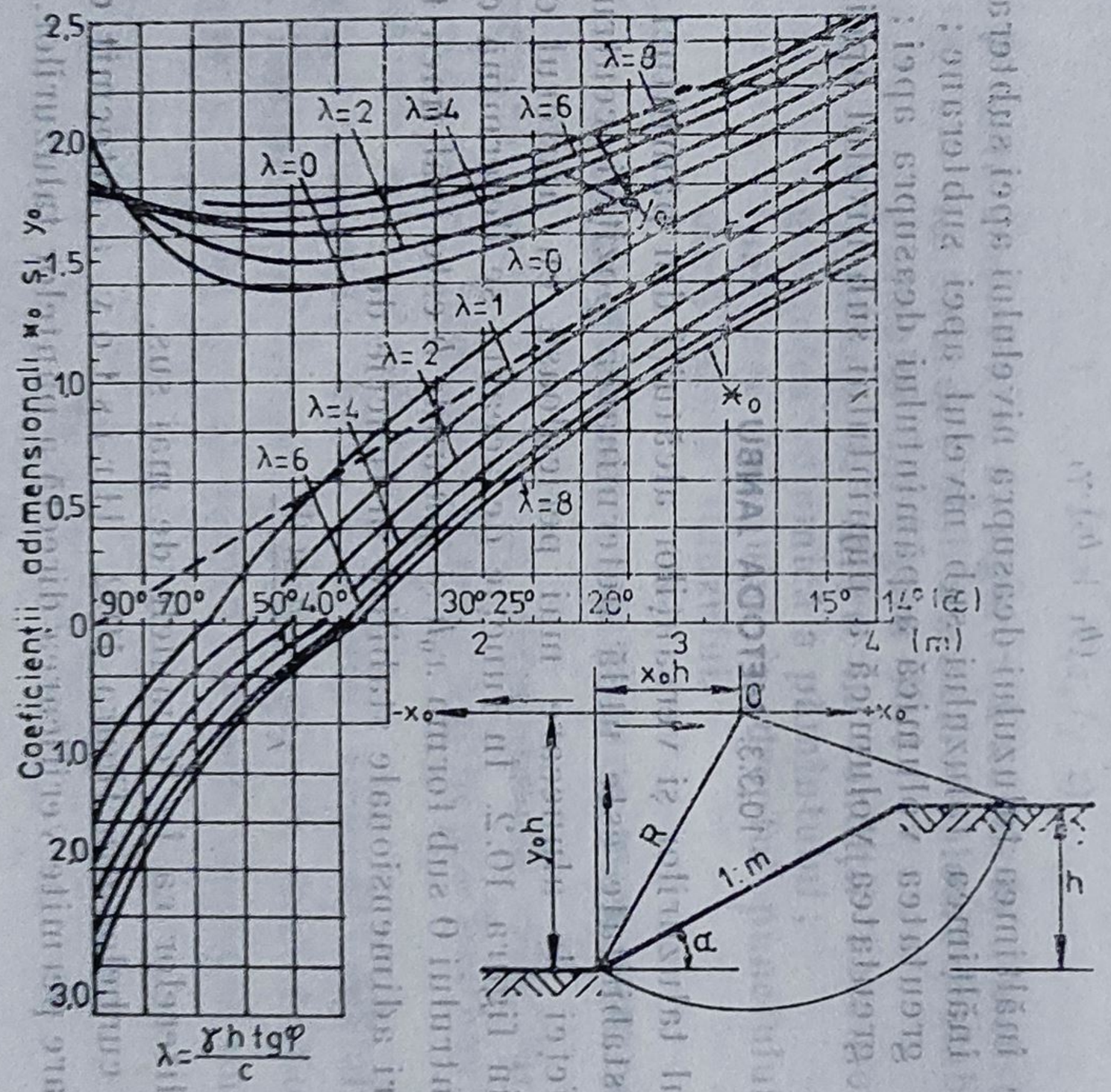


Fig. 10.2 — Diagrama lui J a n b u pentru determinarea coordonatelor centrului cu cea mai periculoasă suprafață de alunecare circular-cilindrică

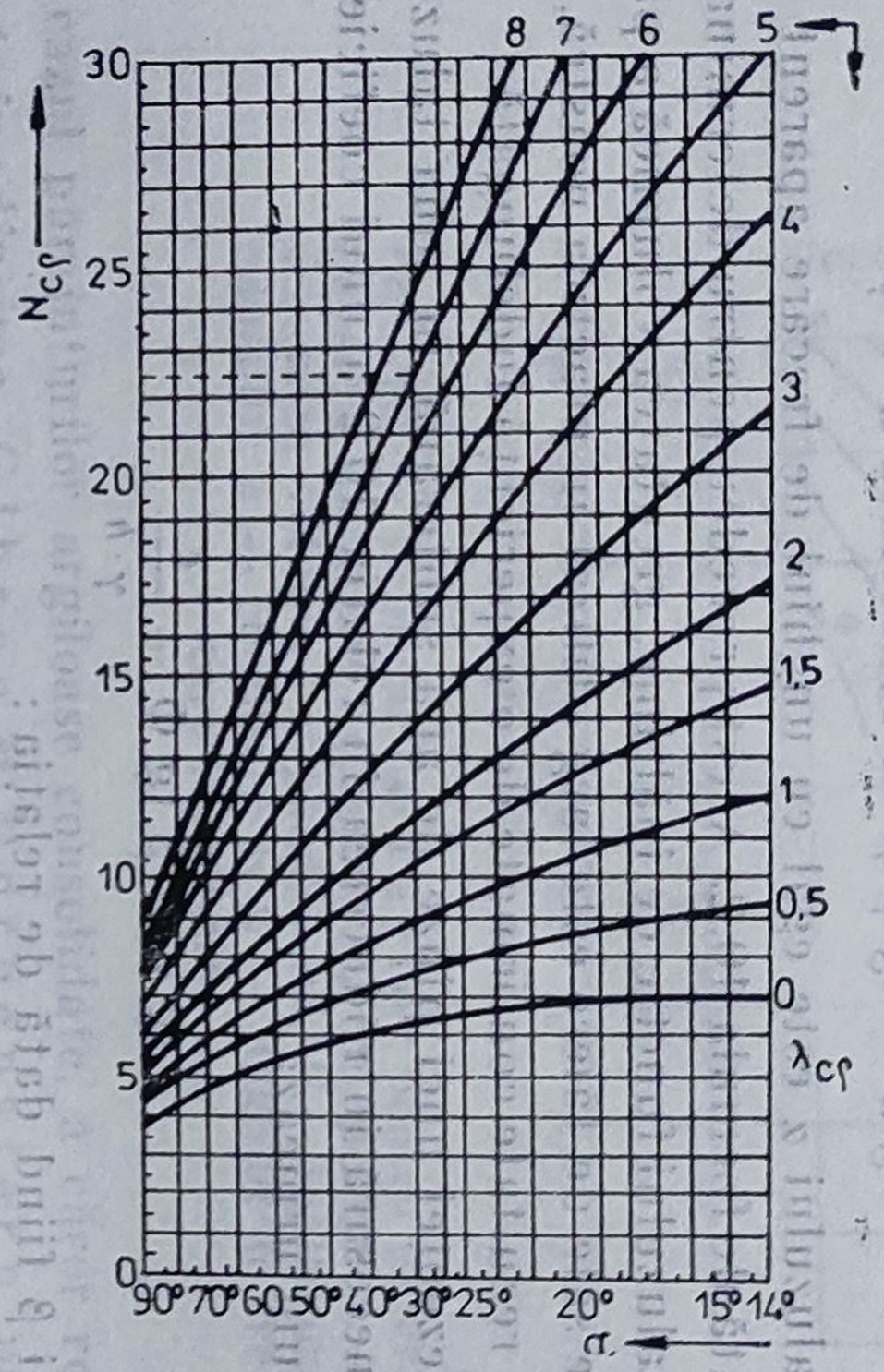


Fig. 10.3 — Diagrama lui H r i s t o v pentru verificarea stabilității taluzurilor

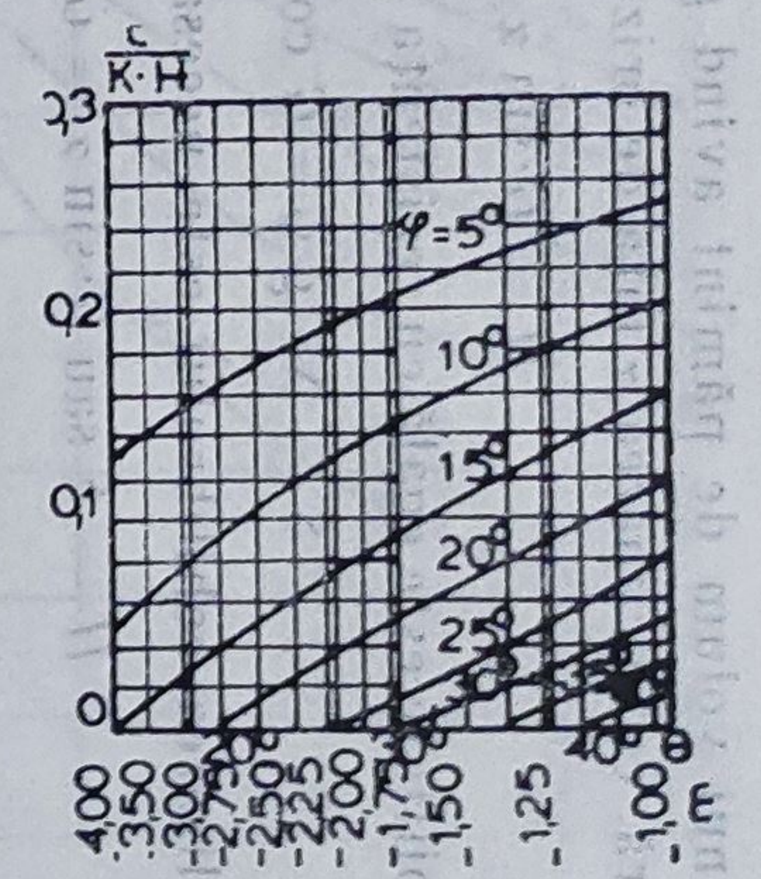


Fig. 10.4 — Grafic pentru determinarea înclinării taluzurilor constituite din pămînturi uscate

Conform acestei metode se obține direct coeficientul de siguranță cu formula :

$$\eta = N_{cp} \cdot \frac{c}{\gamma \cdot h} \qquad (10.9)$$

în care : γ este greutatea volumică a pămîntului ;
h — înălțimea taluzului ;
c — coeziunea pămîntului ;
N_{cp} — expresie ce se obține prin intermediul valorii $\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot h}{c} \cdot \text{tg}\, \Phi$ cu semnificația cunoscută a coeficienților.

Mersul operațiilor este următorul :

1. Se determină λ_{cp}.

2. De pe abscisa din punctul cu valoarea unghiului α a taluzului care trebuie verificat, se ridică o perpendiculară pînă la intersecția cu curba care corespunde valorii λ_{cp} găsite la punctul 1.

3. Din punctul astfel găsit se duce o dreaptă paralelă cu abscisa care intersectează axa ordonatei în punctul cu valoarea căutată a parametrului N_{cp}.

4. Se introduce valoarea găsită a lui N_{cp} în ecuația coeficientului de stabilitate în vederea determinării sale.

Exemplu. Se dau : înălțimea taluzului $h = 25{,}3$ m, panta acestuia $\alpha = 30°$, greutatea volumică $\gamma = 1{,}85$ kN/m³, coeziunea $c = 4{,}5$ t/m² și unghiul de frecare interioară $\Phi = 35°$, cerîndu-se coeficientul de stabilitate.

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot h}{c} \cdot \text{tg}\, \Phi = \frac{1{,}85 \cdot 25{,}3}{4{,}5} \cdot \text{tg}\, 35° = 7$$

Cu ajutorul graficului din figura 10.3 se determină $N_{cp} = 22{,}4$ și coeficientul de stabilitate rezultă :

$$\eta = 22{,}4 \cdot \frac{4{,}5}{1{,}85 \cdot 25{,}3} = 2{,}21$$

adică taluzul este stabil.

10.3.4. METODA LENGHIPROVODHOZ

În cazul taluzurilor uscate înclinarea $1 : m$ se poate determina cu ajutorul graficului din figura 10.4 propus de Institutul Lenghiprovodhoz, în care semnificațiile literelor sînt cele obișnuite : Φ — unghiul de frecare interioară ; c — coeziunea ; K — coeficientul de siguranță ; H — înălțimea taluzului ; m — cotangenta unghiului de pantă.

Taluzurile acționate prin ape de infiltrație și în fața cărora există un luciu acvifer, se pot determina cu ajutorul graficelor din figurile 10.5, 10.6, 10.7 și 10.8.

O mare utilizare prezintă de asemenea graficele din figurile 10.9, 10.10 și 10.11 la titlul cărora sînt arătate cazurile de aplicabilitate.

Graficele din figura 10.9 necesare determinării înclinării taluzurilor amonte sînt aplicabile numai la barajele executate din pămînturi cu un coeficient de filtrație $k = 10^{-4}$ cm/s și au în vedere posibilitatea coborîrii bruște a nivelului de apă reținut.

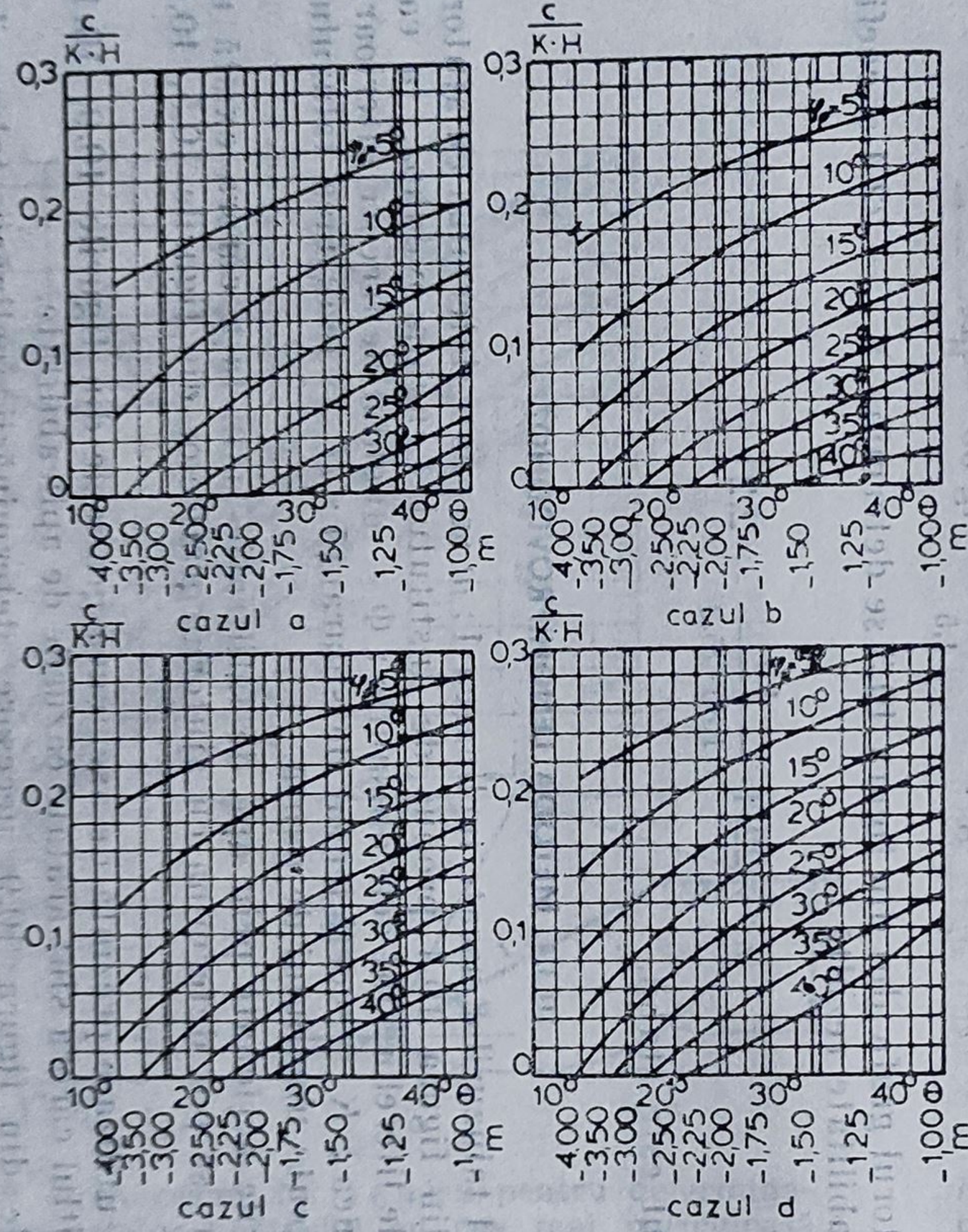


Fig. 10.5 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor în fața cărora apa se găsește la nivelul terenului iar apa de infiltrație apare la baza taluzului (cazul a) ; la 0,4 din înălțimea H a taluzului (cazul b) ; la 0,7 din înălțimea H a taluzului (cazul c) și în partea superioară a taluzului (cazul d)

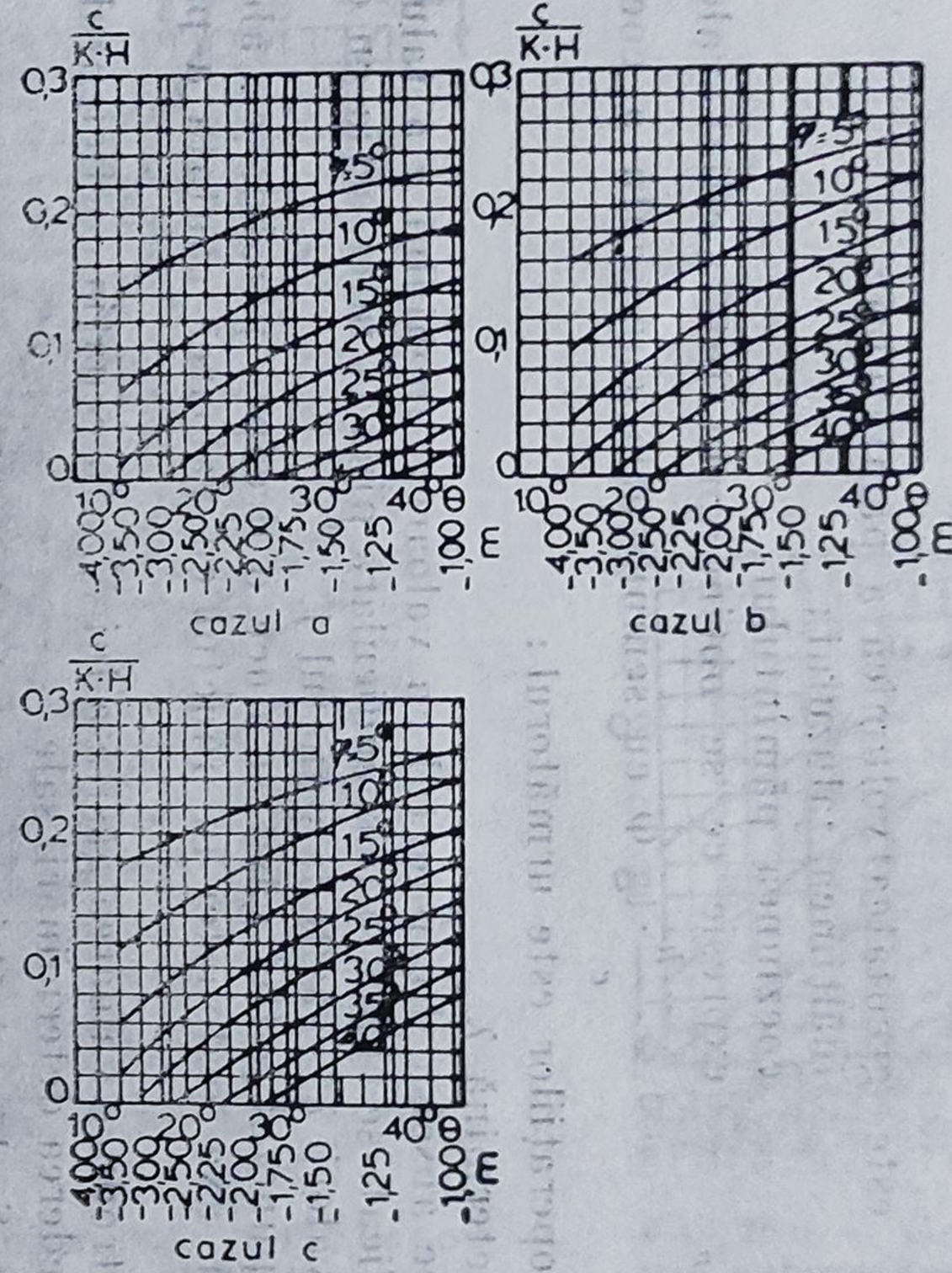


Fig. 10.6 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor cu înălțimea H, în fața cărora se găsește apă cu coloana 0,4 H, iar apa de infiltrație apare la 0,4 H (cazul a) ; la 0,7 H (cazul b) ; și la H (cazul c)

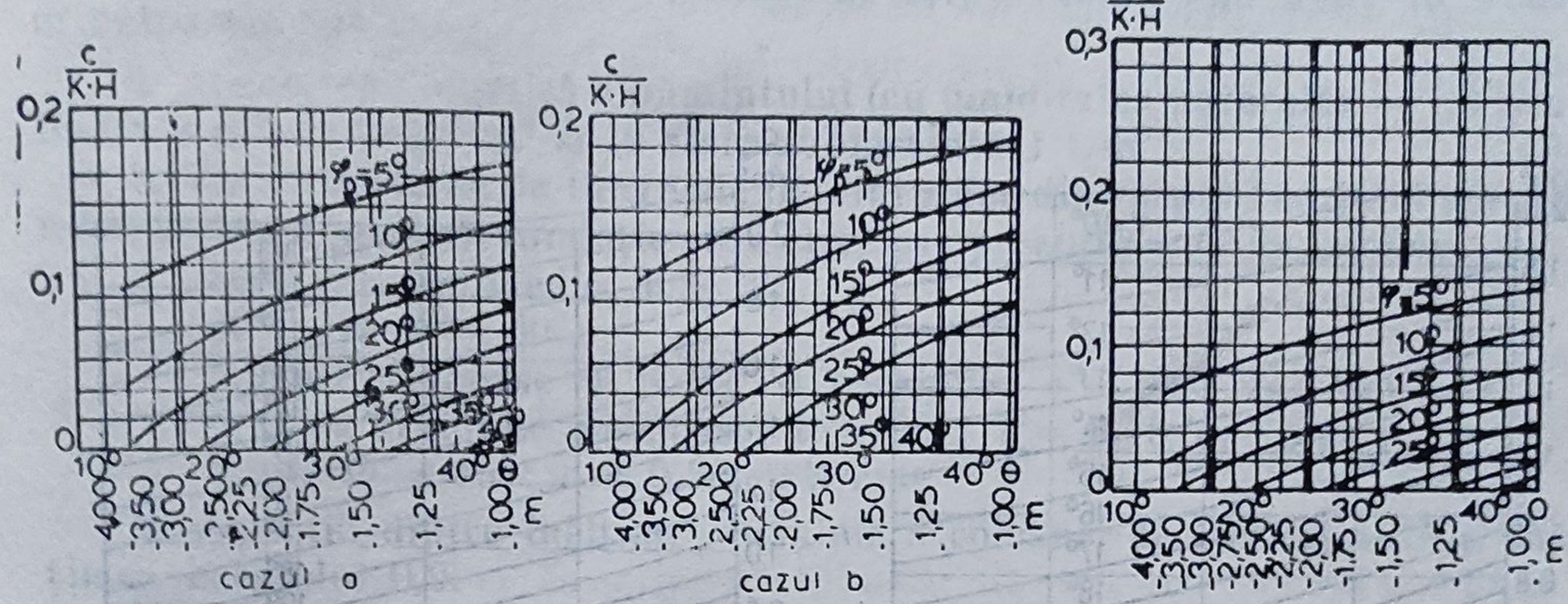
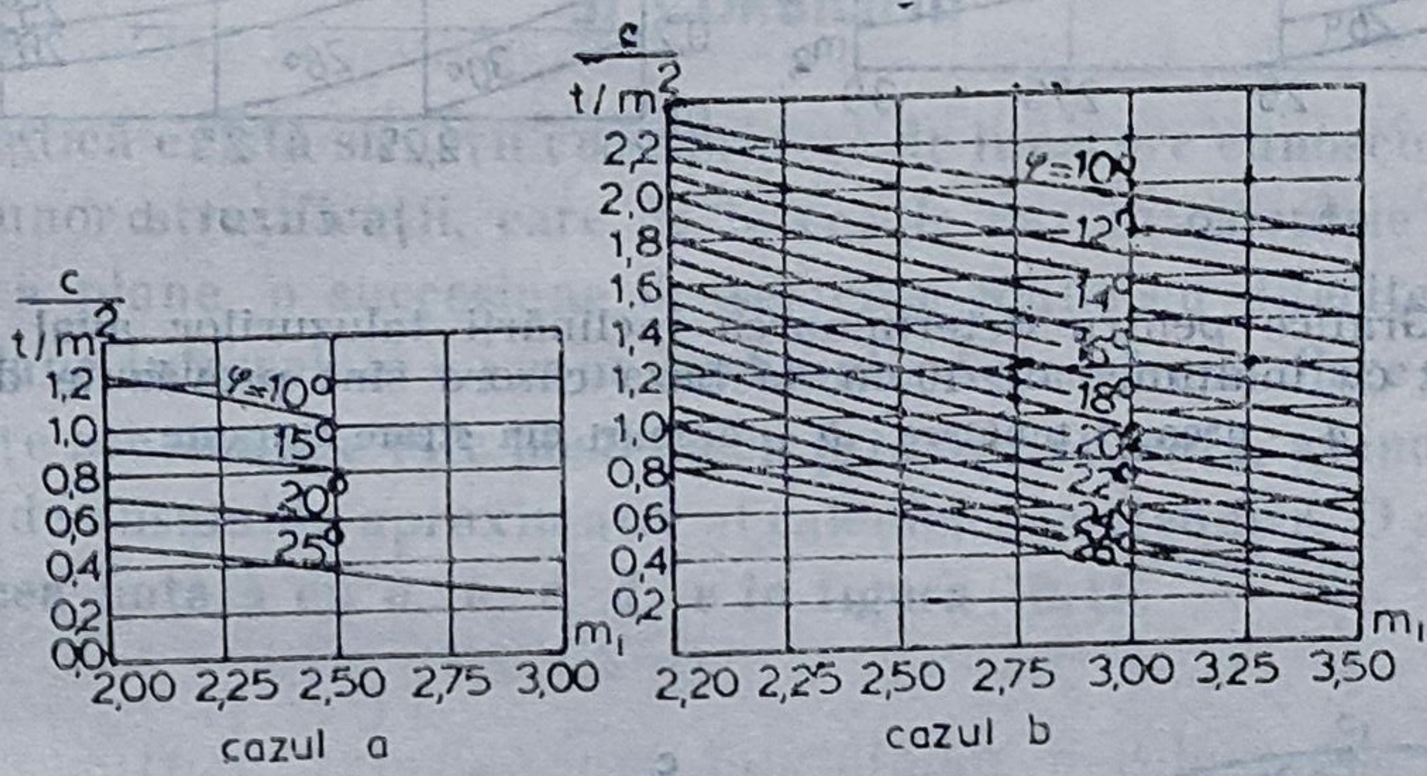


Fig. 10.7 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor cu înălțimea H în fața cărora se găsește apă cu coloana 0,7 H, iar apa de infiltrație apare la 0,7 H (cazul a) și H (cazul b)

Fig. 10.8 — Grafic pentru determinarea înclinării taluzurilor în fața cărora se găsește apă cu coloana H



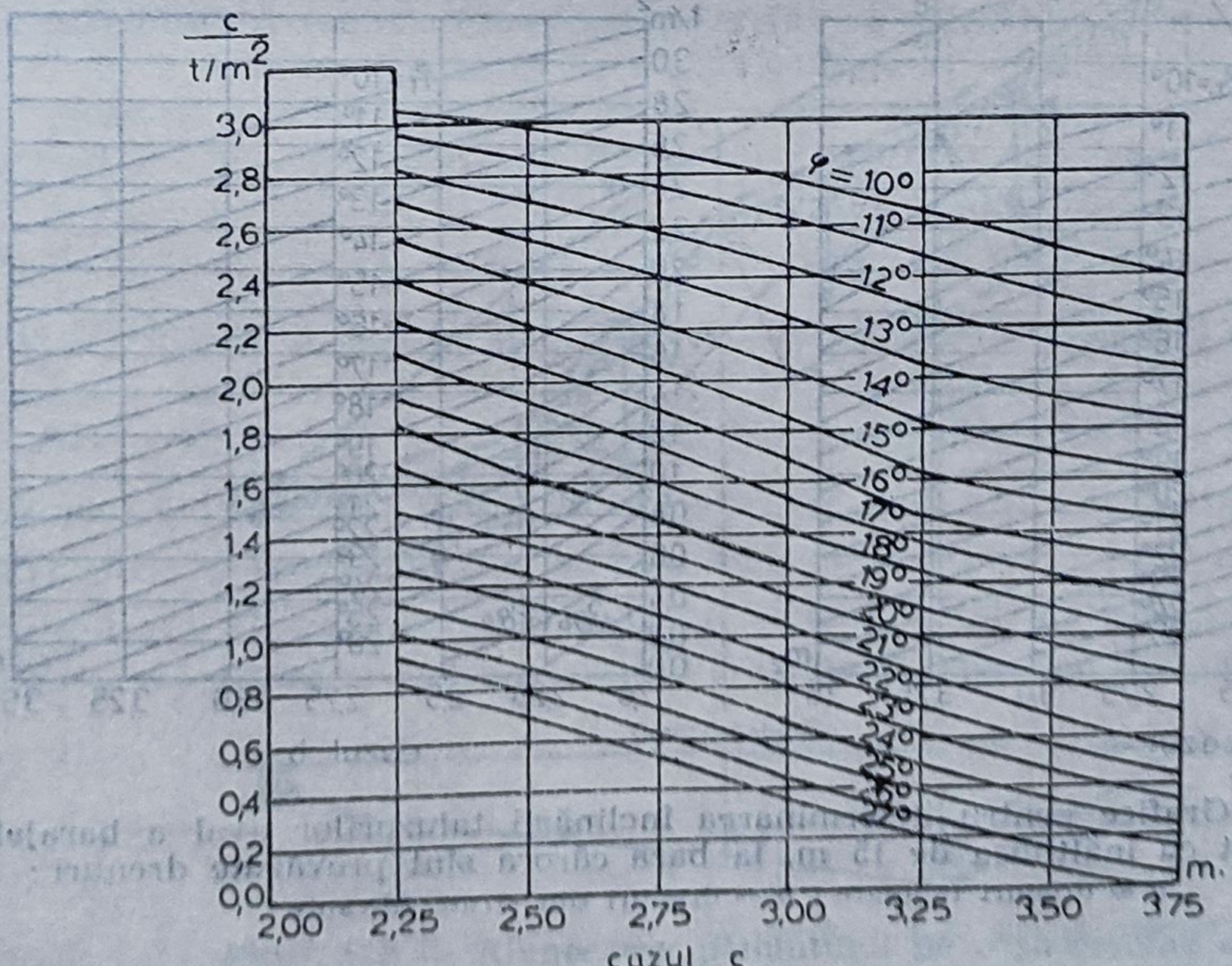


Fig. 10.9 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor amonte ale barajelor din pămînt avînd înălțimile :

a — 5 m ; *b* — 10 m ; *c* — 15 m

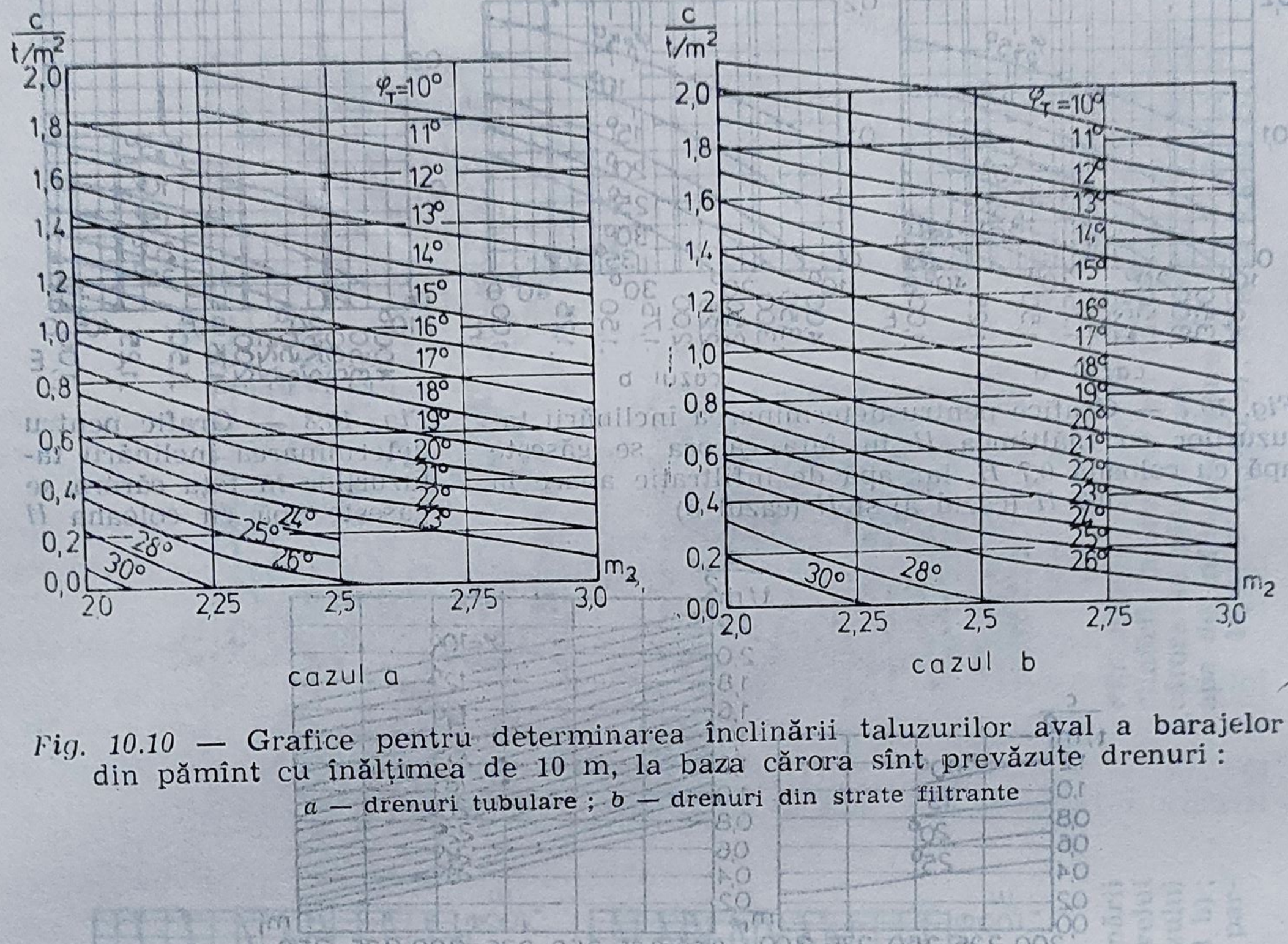


Fig. 10.10 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor aval a barajelor din pămînt cu înălțimea de 10 m, la baza cărora sînt prevăzute drenuri :
a — drenuri tubulare ; *b* — drenuri din strate filtrante

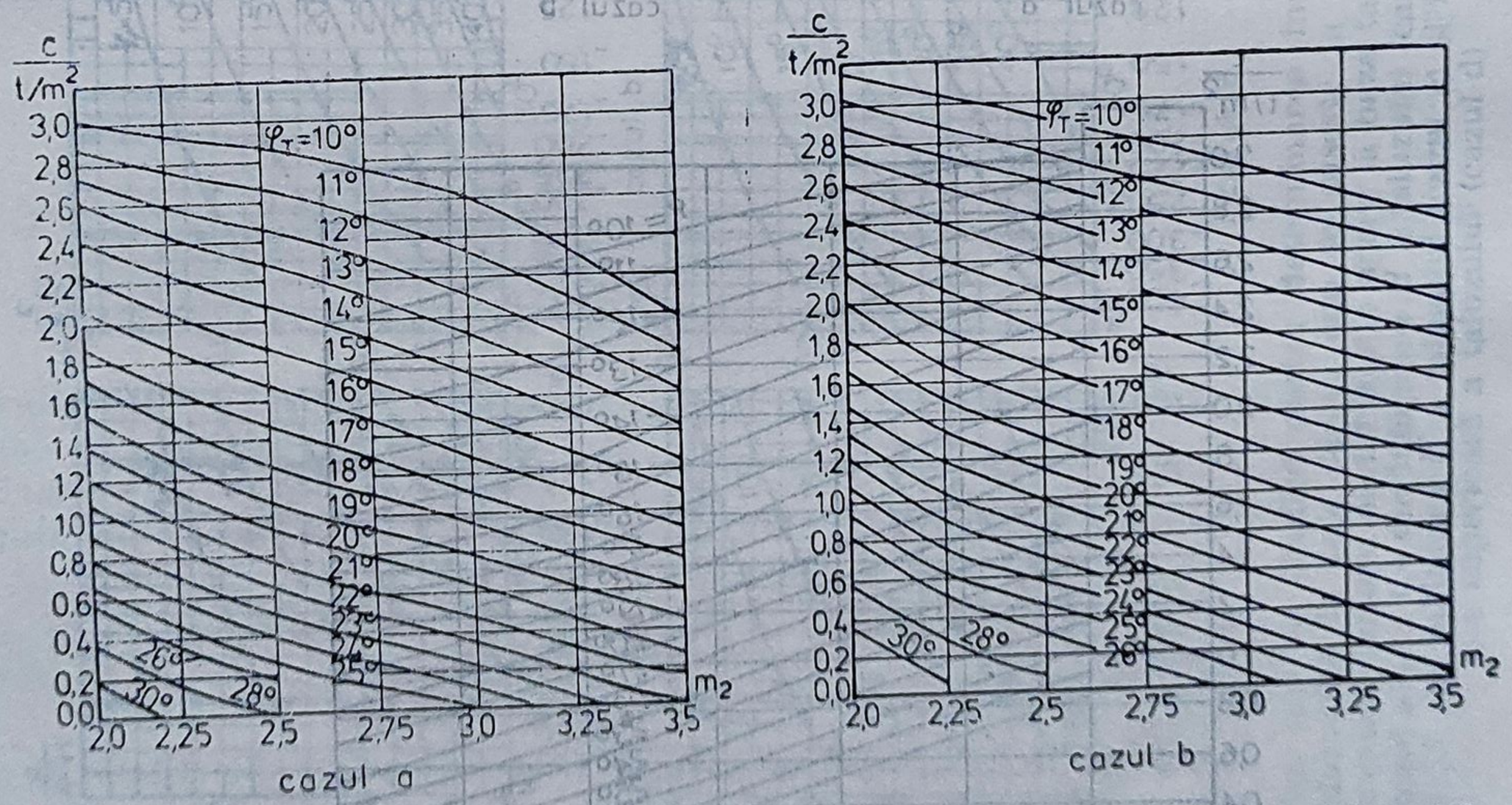


Fig. 10.11 — Grafice pentru determinarea înclinării taluzurilor aval a barajelor din pămînt cu înălțimea de 15 m, la baza cărora sînt prevăzute drenuri :
a — drenuri tubulare ; *b* — drenuri din strate filtrante

La întocmirea graficelor din figurile 10.9...10.11 s-au avut în vedere următoarele ipoteze:

a. greutatea volumică a pămîntului (cu umiditatea naturală) = 1,8 t/m³; în stare saturată 2 t/m³ și în stare submersată 1 t/m³;

b. caracteristicile de tăiere ale pămînturilor din corpul barajului sînt asemănătoare cu cele din fundație și în orice caz prezintă valorile minime:

— nisip grosier medie $\Phi = 32°$;
— nisip fin $\Phi = 30°$;
— prafuri nisipoase $\Phi = 22°$ și coeziunea $c = 0{,}05$ daN/cm²;
— prafuri argiloase nisipoase $\Phi = 20°$; $c = 0{,}15$ daN/cm²;
— argile $\Phi = 15°$; $c = 0{,}30$ daN/cm².

c. raportul dintre înălțimea maximă a coloanei de apă reținută și înălțimea barajului 0,9.

10.4. ALUNECAREA PĂMÎNTURILOR PE SUPRAFEȚE PLANE ȘI CURBILINII

În practică există situații cu suprafețe de lunecare cunoscute, de exemplu în lungul unor stratificații, care de la caz la caz în calculele curente pot fi asimilate ca plane, o succesiune de sectoare plane cu diferite înclinări, sau porțiuni plane intercalate cu zone curbilinii. Această asimilare a alurii exacte cu suprafețe schematice este posibilă în practica curentă, avîndu-se în vedere caracterul de ansamblu aproximativ al calculelor geotehnice. O astfel de suprafață este cea notată cu *a*, *b*, *c*, *d*, *e* în figura 10.12.

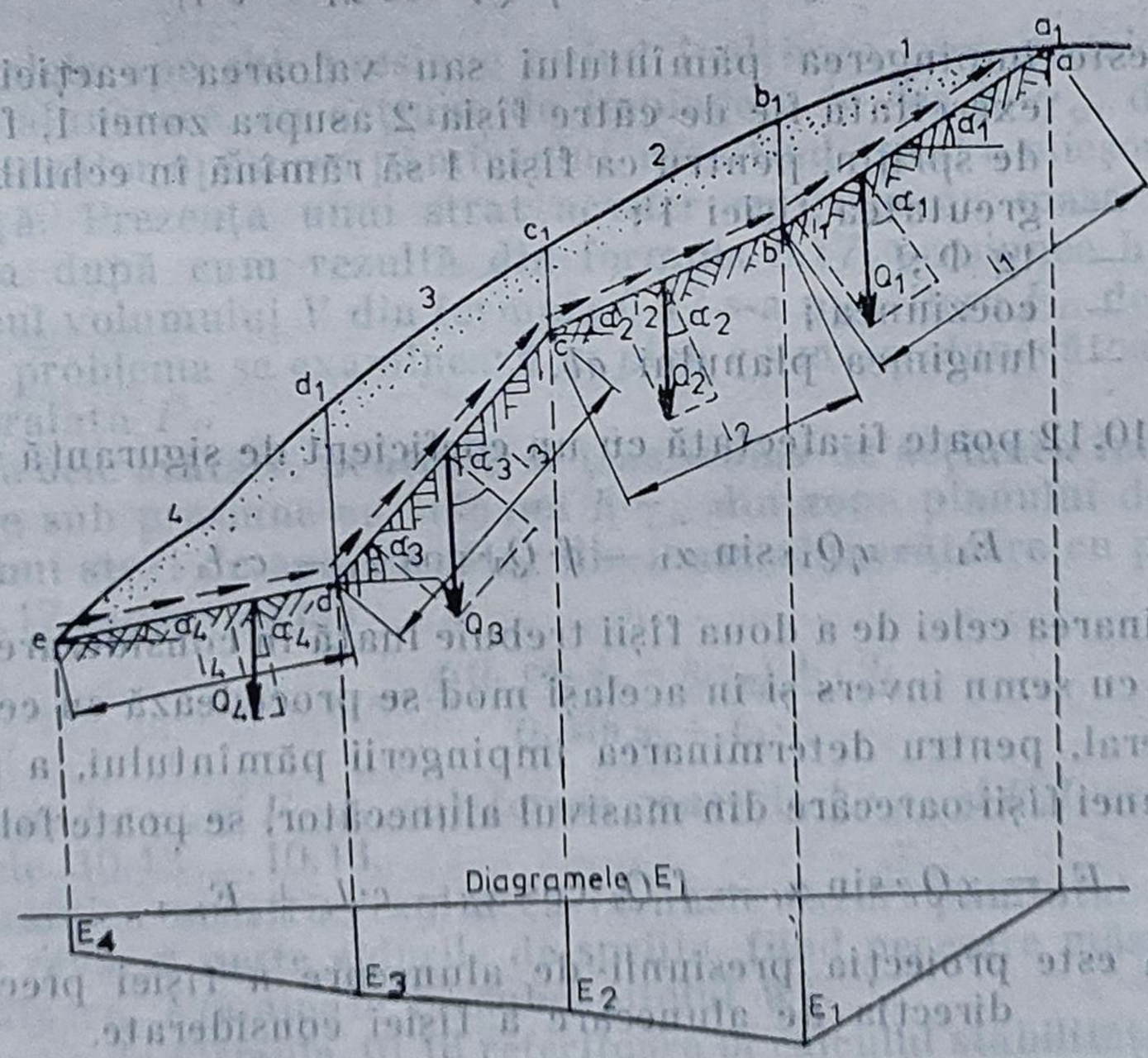


Fig. 10.12 — Alunecarea pămîntului pe o succesiune de suprafețe plane

Pentru efectuarea calculelor de stabilitate necesare, masivul alunecător se împarte într-un număr de fîșii, astfel încît în limitele fiecăreia suprafața de alunecare să fie plană. Se determină apoi greutatea fiecărei fîșii Q_i care se descompune în componentele : normală și tangențială, la planul de alunecare. În cazul prezentat din figura 10.12 forțele active sînt componentele tangențiale, iar cele pasive componentele normale multiplicate cu $f = \text{tg}\,\Phi$. În vederea examinării în ansamblu a masivului alunecător, se impune determinarea presiunii de alunecare exercitată de fîșiile din partea superioară a taluzului asupra celor din partea inferioară, așa după cum se arată în continuare.

Pentru determinarea presiunii de alunecare, se examinează condițiile de echilibru ale diferitor fîșii din masivul care alunecă, considerînd suma proiecțiilor tuturor forțelor pe planul de alunecare *ab* inclusiv presiunea necunoscută exercitată pe fîșia vecină 2 și care se egalează cu 0. În acest fel se determină valoarea reacției E_1, ce trebuie să fie exercitată de către fîșia 2, în direcția *ab*, asupra zonei 1, pentru ca fîșia 1 să rămînă în echilibru, valoarea rezultată a lui E_1 reprezentînd împingerea pămîntului exercitată de fîșia 1.

Adoptînd notațiile indicate în figura 10.12 se găsește

$$E_1 + f \cdot N_1 + c \cdot l_1 - T_1 = 0 \qquad (10.10)$$

sau

$$E_1 + f \cdot Q_1 \cdot \cos \alpha_1 + c \cdot l_1 - Q_1 \sin \alpha_1 = 0 \qquad (10.11)$$

de unde rezultă expresia :

$$E_1 = Q_1 \cdot \sin \alpha_1 - f \cdot Q_1 \cdot \cos \alpha_1 - c \cdot l_1 \qquad (10.12)$$

în care : E_1 este împingerea pămîntului sau valoarea reacției ce trebuie exercitată fie de către fîșia 2 asupra zonei 1, fie de un zid de sprijin, pentru ca fîșia 1 să rămînă în echilibru.

Q_1 — greutatea fîșiei 1 ;
f — $\text{tg}\,\Phi$;
c — coeziunea ;
l_1 — lungimea planului *ab*.

Ecuația 10.12 poate fi afectată cu un coeficient de siguranță η după cum urmează :

$$E_1 = \eta Q_1 \cdot \sin \alpha_1 - f \cdot Q_1 \cdot \cos \alpha_1 - c \cdot l_1 \qquad (10.13)$$

La examinarea celei de a doua fîșii trebuie luată în considerare și acțiunea forței E_1, dar cu semn invers și în același mod se procedează cu celelalte fîșii. În cazul general, pentru determinarea împingerii pămîntului, a presiunii de alunecare a unei fîșii oarecare din masivul alunecător, se poate folosi relația :

$$E_i = \eta Q_i \cdot \sin \alpha_i - f \cdot Q_i \cdot \cos \alpha_i - c \cdot l_i + E_{i-1} \qquad (10.14)$$

în care : E_{i-1} este proiecția presiunii de alunecare a fîșiei precedente, pe direcția de alunecare a fîșiei considerate.

În cazul particular în care suprafața de alunecare a întregului masiv alunecător *a*, *b*, *c*, *d*, *e* este un singur plan avînd înclinarea α, determinarea

presiunii de alunecare se simplifică și în forma generală pentru orice fîșie ea se determină cu expresia :

$$E_i = \eta \sin \alpha \sum_0^i Q_i - \cos \alpha \sum_0^i f_i Q_i - \sum_0^i c_i \cdot l_i \qquad (10.15)$$

în care : α este unghiul de înclinare al planului de alunecare față de orizontală.

În cazul unui pămînt omogen, formula 10.12 capătă o formă simplă :

$$E = \eta Q \cdot \sin \alpha - f \cdot Q \cdot \cos \alpha - c \cdot L \qquad (10.16)$$

în care : Q este greutatea întregului prism de alunecare ;
L — lungimea planului de alunecare.

Pentru ca întregul masiv alunecător să fie în echilibru, este necesar ca presiunea de împingere a ultimei fîșii să fie nulă, negativă, sau în caz pozitiv să fie preluată de o construcție.

După cum rezultă din modul de prezentare al formulelor de mai sus, acestea pot fi utilizate pentru determinarea împingerii pămîntului exercitată de un masiv alunecător cu suprafețe plane sau examinarea condițiilor sale de echilibru.

În cazul unei stabilități, forța de împingere E din formulele de mai sus devine 0, putîndu-se în consecință determina valoarea coeficientului de siguranță. Pentru fîșia 1, din formula 10.12 rezultă :

$$\eta = \frac{f \cdot Q_1 \cdot \cos \alpha_1 + c \cdot l_1}{Q_1 \cdot \sin \alpha_1} \qquad (10.17)$$

În mod similar se poate proceda și pentru cazurile formulelor 10.13 ... 10.16.

Eventualele ape sub presiune avînd înălțimea piezometrică h_i în zona planului de alunecare, cu acțiune de împingere în sus $h_i \cdot \gamma_w$, diminuează în mod corespunzător apăsarea pămîntului, rezultînd astfel o micșorare a forțelor de rezistență. Prezența unui strat acvifer curgător în masa alunecătoare, creează, așa după cum rezultă din formula 6.17, presiunea hidrodinamică, $F_i \cdot I$. În locul volumului V din formula 6.17 s-a pus litera F_i, deoarece în cele ce urmează problema se examinează în plan cu masa alunecătoare de grosime 1 m și suprafața F_i.

Față de cele arătate, pentru a se ține seama de acțiunea împingerii eventualelor ape sub presiune cu coloana $h \cdot \gamma_w$ din zona planului de alunecare și prezența unui strat de apă curgător din masa alunecătoare cu presiunea $F \cdot I$, formula 10.17 capătă forma :

$$\eta = \frac{f(Q_1 \cdot \cos \alpha_1 - h_1 \gamma_w) + c \cdot l_1}{Q_1 \cdot \sin \alpha_1 + F_1 \cdot I_1} \qquad (10.18)$$

Acțiunile $h_1 \cdot \gamma_w$ și $F_1 \cdot I_1$, sub forma generală $h_i \cdot \gamma_w$ și $F_i I_i$ se pot introduce în formulele 10.13 ... 10.16.

Din practica noastră rezultă că în unele cazuri pămîntul cu pantă pronunțată se revarsă peste zidurile de sprijin, fiind necesare măsuri de drenare corespunzătoare, examinate la subcapitolul 9.7.

În funcție de formula 10.16 referitoare la calculul stabilității pe un singur plan, se pot face aprecieri utile privind alunecările pămînturilor argiloase saturate, inclusiv ale straturilor deluviale pe un pat de pămînturi stabile.

În cazul unui strat aflat în echilibru, adică care nu exercită presiuni spre aval rezultă următoarea expresie a coeficientului de siguranță :

$$\eta = \frac{f \cdot Q \cdot \cos \alpha + c \cdot l}{Q \cdot \sin \alpha} \tag{10.19}$$

și în cazul unei subpresiuni $h \cdot \gamma_w$ în zona planului de alunecare :

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi \, (Q \cdot \cos \alpha - l \cdot h \cdot \gamma_w \cdot 1) + c \cdot l}{Q \cdot \sin \alpha} \tag{10.20}$$

Avîndu-se în vedere că pentru pante reduse ale planului de alunecare, pînă la cca 1 : 4, $\cos \alpha$ se poate aprecia cca 1 și $\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha$ prin simplificare cu Q, formula de mai sus capătă forma :

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi \left(1 - \frac{l \cdot h \cdot \gamma_w \cdot 1}{Q}\right) + \frac{c \cdot l}{Q}}{\operatorname{tg} \alpha} \tag{10.21}$$

În cazul unei înălțimi piezometrice egală cu grosimea stratului alunecător, greutatea pămîntului respectiv submersat revine la cca 1/2 din greutatea inițială a fîșiei Q. Admițînd în continuare că la un pămînt înmuiat, asemănător cu un lichid vîscos, coeziunea este 0 și că la o stare de echilibru limită coeficientul de siguranță este 1 ecuația de mai sus capătă pînă la urmă forma :

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \Phi (1 - 1/2) \text{ sau } \alpha_{lim} = 1/2 \, \Phi \tag{10.22}$$

ceea ce denotă că panta de echilibru a pămînturilor saturate, curgătoare poate să ajungă la cca jumătate din unghiul lor de frecare interioară. Avîndu-se în vedere valoarea redusă a frecării la pămînturile moi, pusă în evidență prin $\Phi = 6 \ldots 7°$, rezultă că în acest caz panta de echilibru ajunge la ordinul a cîteva grade, $3 \ldots 4°$, fapt confirmat de practică.

Fenomene de curgere se pot produce și la taluzurile constituite din pămînturi nisipoase în zonele de izvorîre ale apelor subterane (fig. 10.13). Admițînd că valoarea gradientului apelor subterane la izvorîre este egală cu panta taluzului, se ajunge la concluzia că unghiul de echilibru α revine la cca 1 : 2 din unghiul de frecare interioară Φ al pămîntului nisipos. Relația de la care se încep deducerile este egalitatea dintre forța de reținere $V \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi$ de pe taluz și forța de antrenare a alunecării constituită din componenta tangențială a greutății $V \cdot \gamma \cdot \sin \alpha$ plus acțiunea hidrodinamică $V \cdot \gamma_w \cdot \operatorname{tg} \alpha$.

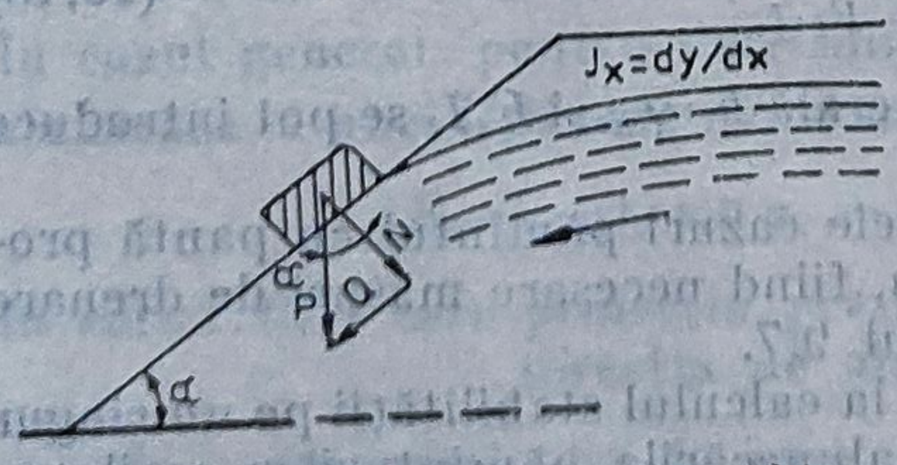


Fig. 10.13 — Acțiunea apelor subterane asupra unui taluz nisipos

În cazul unui strat alunecător de grosime constantă, desfășurat pe o suprafață mare, de exemplu deluviul de pe un versant, se poate avea în vedere metoda simplă arătată în continuare care face abstracție de condițiile existente la capetele masivului mișcător.

Greutatea unei fîșii, Q, de lungime l, înălțime d și greutate volumică γ este :

$$Q = \gamma \cdot l \cdot d \tag{10.23}$$

Componentele tangențiale și normale la planul de alunecare sînt :

$$T = Q \cdot \sin \alpha \text{ și } N = Q \cdot \sin \alpha \qquad (10.24)$$

în care : α este înclinarea planului de alunecare.

Pe de altă parte componenta normală N se poate exprima sub forma :

$$N = N' + u \cdot l$$

în care : N' este forța efectivă iar $u \cdot l$ presiunea neutră în lungul laturei l.

În final expresia coeficientului de siguranță pentru ansamblul forțelor care acționează fîșia considerată, capătă forma ([37]) :

$$F = (c'/\gamma \cdot d) \sec \alpha \operatorname{cosec} \alpha + (\operatorname{tg} \Phi'/\operatorname{tg} \alpha)[1 - (\gamma_w \cdot h/\gamma \cdot d) \sec^2 \alpha] \qquad (10.25)$$

în care : c' și Φ' sînt parametrii de tăiere efectivi ;

γ_w — greutatea volumică a apei ;

γ — greutatea volumică a pămîntului.

Dacă coeziunea este nulă, expresia coeficientului de siguranță se prezintă după cum urmează :

$$F = (\operatorname{tg} \Phi'/\operatorname{tg} \alpha)[1 - (\gamma_w \cdot h/\gamma \cdot d) \sec^2 \alpha] \qquad (10.26)$$

Alunecarea pămînturilor se desfășoară în majoritatea cazurilor pe o succesiune de suprafețe plane și curbilinii. În această situație se poate utiliza la calcule metoda Maslov/Berer, cunoscută și sub denumirea de metoda forțelor orizontale.

Se presupune o masă de pămînt cu lățimea de 1 m care prezintă tendință de alunecare pe o suprafață cu zone plane și curbilinii, arătată în figura 10.14, *a*. Prizmul de alunecare respectiv se împarte prin secțiuni verticale într-un număr de sectoare la care se determină greutățile G_i. Acestea se trec sub formă de vectori prin mijlocul fiecărei fîșii, așa cum este arătat spre exemplificare la fîșia 2 din figura 10.14, *a*.

Unghiul dintre vectorii greutăților și normalele la suprafețele de alunecare se notează cu α_i (i corespunzător numărului fîșiei).

Pentru înțelegerea mai bună a metodei se impun referiri la figura 10.14, *b*.

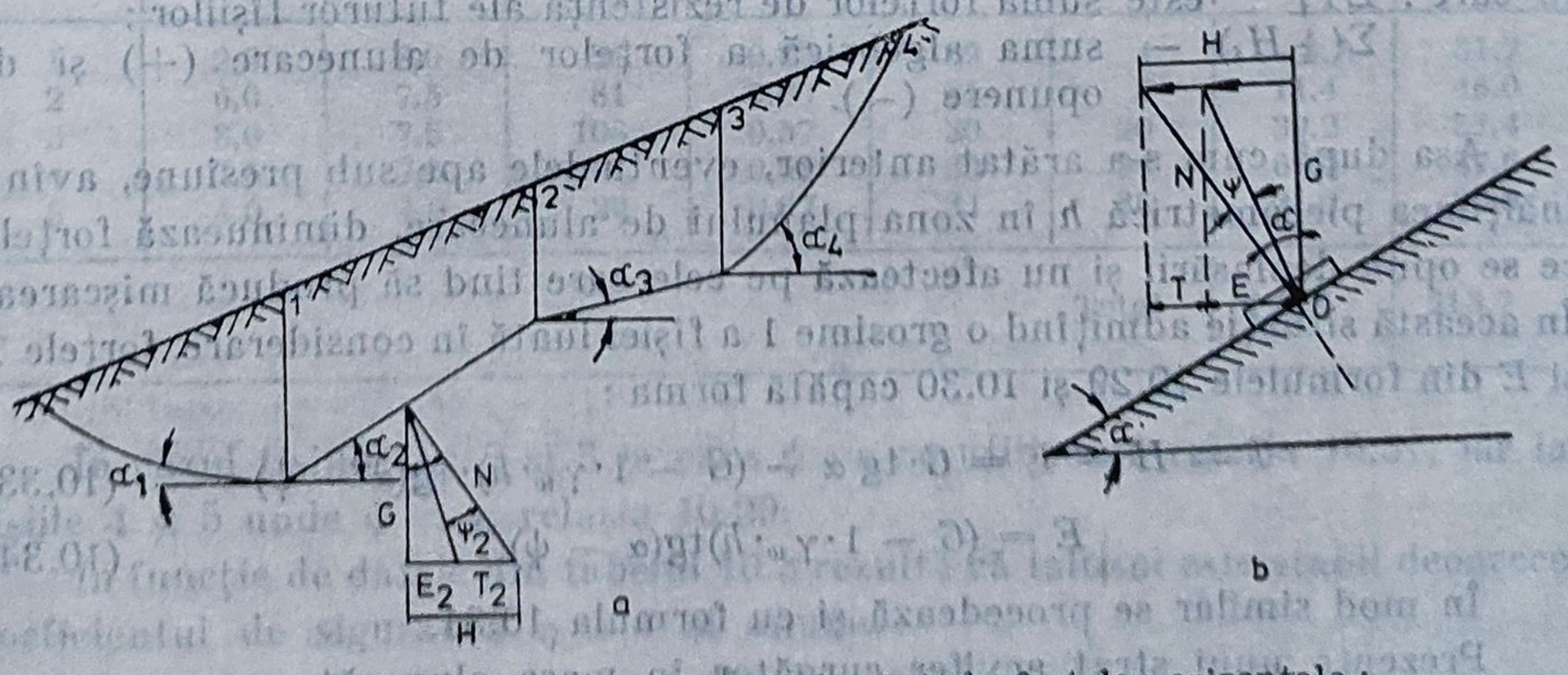


Fig. 10.14 — Figură explicativă la metoda forțelor orizontale :
a — principiul metodei ; *b* — schema de calcul

În baza raţionamentului expus la prezentarea metodei F_p, rezultă că elementul de pămînt arătat în figura 10.14, *b* rămîne în echilibru la pante ale planului de deplasare $\alpha < \psi$ în care valoarea ψ rezultă din expresia :

$$\text{arc tg } \psi = F_p = \text{tg } \Phi + \frac{c}{p} \tag{10.27}$$

Φ şi *c* fiind caracteristicile de tăiere la contactul dintre elementul de pămînt considerat cu planul înclinat, iar *p* greutatea acestuia care în cazul unei coloane de pămînt h este $\gamma \cdot h$, cu semnificaţia evidentă a literelor.

În cazul din figura 10.14, *b*, *H* reprezintă presiunea orizontală provocată de sarcina verticală *G* în situaţia lipsei frecării şi coeziunii ($\Phi = 0$ şi $c = 0$), *T* forţa de opunere la alunecare, provocată de frecare şi coeziune, iar *E* forţa efectivă, activă, de alunecare, stabilită funcţie de greutate şi caracteristicile rezistenţei de frecare.

Expresiile acestor forţe reprezentate vectorial în figura 10.14, *b* sînt :

$$H = G \text{ tg } \alpha \tag{10.28}$$

$$T = H - E = G[\text{tg } \alpha - \text{tg}(\alpha - \psi)] \tag{10.29}$$

$$E = G \text{ tg } (\alpha - \psi) \tag{10.30}$$

Sectoarele cu planuri de alunecare înclinate spre baza taluzului creează prin greutatea lor forţe de împingere *H* active, notate cu semnul plus (cazul fîşiei 2), iar sectoarele cu planuri de alunecare dirijate în sus, creează forţe *H* pasive, ce se opun alunecării şi se prevăd cu semnul minus (cazul fîşiei 1).

Pentru fîşiile la care $\psi < \alpha$ se respectă ecuaţia 10.29, iar pentru fîşiile la care $\psi > \alpha$ se foloseşte ecuaţia :

$$T = G[\text{tg } \alpha + \text{tg}(\psi - \alpha)] \tag{10.31}$$

Cunoscînd forţele de rezistenţă şi alunecare, coeficientul de siguranţă al taluzului se determină cu expresia :

$$\eta = \frac{\Sigma T_i}{\Sigma(\pm H_i)} \tag{10.32}$$

în care : ΣT_i este suma forţelor de rezistenţă ale tuturor fîşiilor ;
$\Sigma(\pm H_i)$ — suma algebrică a forţelor de alunecare (+) şi de opunere (—).

Aşa după cum s-a arătat anterior, eventualele ape sub presiune, avînd înălţimea piezometrică *h* în zona planului de alunecare, diminuează forţele ce se opun deplasării şi nu afectează pe cele care tind să producă mişcarea. În această situaţie admiţînd o grosime 1 a fîşiei luată în considerare, forţele *T* şi *E* din formulele 10.29 şi 10.30 capătă forma :

$$T = H - E = G \cdot \text{tg } \alpha - (G - 1 \cdot \gamma_w \cdot h) \cdot \text{tg}(\alpha - \psi) \tag{10.33}$$

$$E = (G - 1 \cdot \gamma_w \cdot h) \text{tg}(\alpha - \psi). \tag{10.34}$$

În mod similar se procedează şi cu formula 10.31.

Prezenţa unui strat acvifer curgător în masa alunecătoare, creează o forţă hidrodinamică $W = E \cdot \gamma_w \cdot I$, care trebuie determinată pentru fiecare

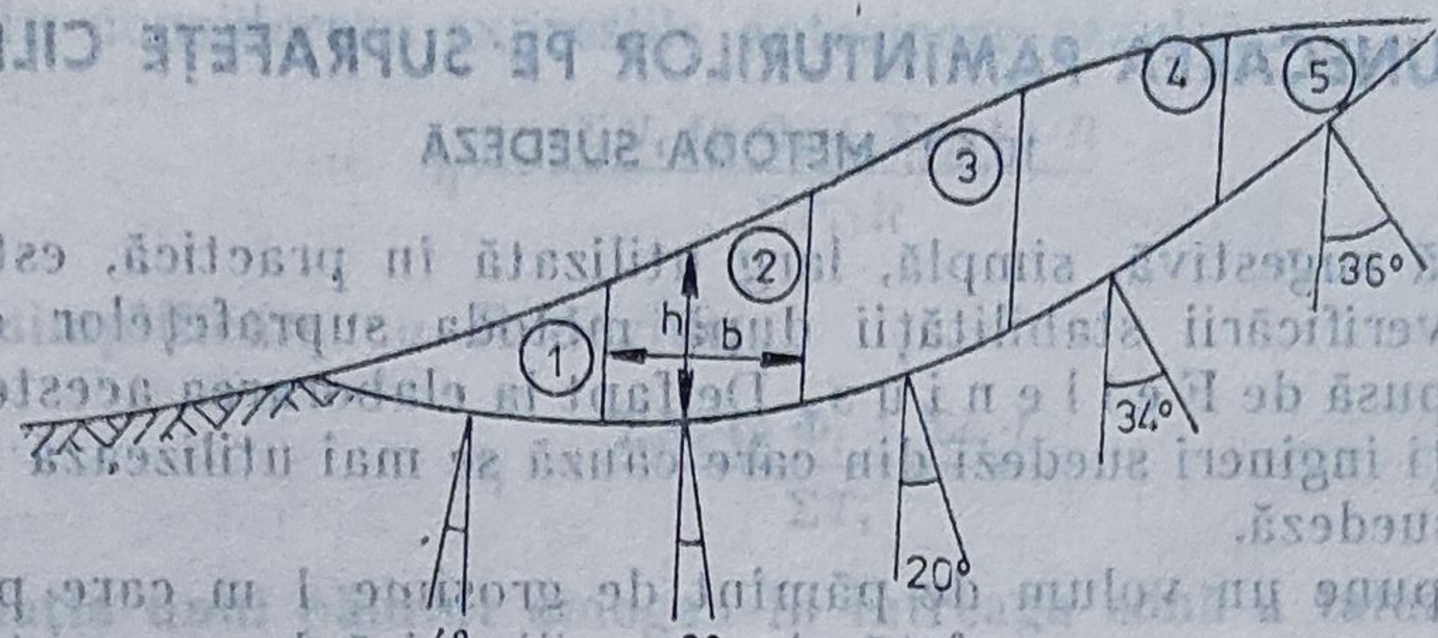


Fig. 10.15 — Exemplu de calcul după procedeul forțelor orizontale

fîșie în parte $W_i = F_i \cdot \gamma_w I_i$, F_i fiind așa după cum se știe, suprafața muiată a fîșiei, iar I_i, gradientul hidraulic. Forțele respective accentuează tendința de deplasare și ele afectează expresia coeficientului de siguranță, după cum urmează ([25]).

$$\eta = \frac{\Sigma T_i}{\Sigma(\pm H_i) + \Sigma W_i} \tag{10.35}$$

Modul de aplicare al procedeului forțelor orizontale se poate urmări din exemplul de mai jos în care se verifică stabilitatea taluzului arătat în figura 10.15, funcție de următoarele caracteristici $\Phi = 25°$; $c = 0{,}15$ daN/cm² și $\gamma = 1{,}8$ kN/m³.

Forma fîșiilor secționate și pantele planurilor de alunecare sînt arătate în figura 10.15, în funcție de elementele respective fiind efectuat calculul necesar, prezentat schematic în tabelul 10.13 ([15]).

TABELUL 10.3

CALCULUL DE STABILITATE, DUPĂ PROCEDEUL FORȚELOR ORIZONTALE

Nr. fîșiei	h_i (m)	b_i (m)	$G_i = h_i b_i \gamma_w$	$tg\ \psi$	ψ (0)	α (0)	H	T
1	2,5	8,0	36	0,80	39	4	−3,7	31,7
2	6,0	7.5	81	0,60	31	8	11,4	46,0
3	8,0	7,5	108	0,57	30	20	39,2	58,4
4	7,5	7,5	101	0,58	30	34	68,0	57,6
5	4,0	4,0	29	0,67	34	36	21,0	20,0
						Total	135,9	213,7

În cazul fîșiilor 1; 2 și 3 la care $\psi > \alpha$ se utilizează relația 10.31, iar la fîșiile 4 și 5 unde $\psi < \alpha$, relația 10.29.

În funcție de datele din tabelul 10.3 rezultă că taluzul este stabil deoarece coeficientul de siguranță $\eta > 1$ și anume:

$$\eta = \frac{\Sigma T_i}{\Sigma(\pm H_i)} = \frac{213{,}7}{135{,}9}$$

10.5. ALUNECAREA PĂMÎNTURILOR PE SUPRAFEȚE CILINDRICE

10.5.1. METODA SUEDEZĂ

O metodă sugestivă, simplă, larg utilizată în practică, este cea grafo-analitică, a verificării stabilității după metoda suprafețelor de alunecare cilindrice propusă de F e l l e n i u s . De fapt la elaborarea acesteia au contribuit mai mulți ingineri suedezi din care cauză se mai utilizează și denumirea de metoda suedeză.

Se presupune un volum de pămînt de grosime 1 m care prezintă tendință de alunecare pe o suprafață circular cilindrică *bc*, cu centrul 0 figurat în schema din figura 10.16.

Prizmul de alunecare *abc* se împarte într-un număr de sectoare și în continuare se deduce ecuația de echilibru a acestora. Asupra fiecărui sector de greutate Q_i acționează :

— forța $N_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i$, N_i fiind componenta normală pe planul de alunecare a greutății Q_i, iar Φ_i, unghiul de frecare interioară a pămîntului în zona respectivă ;

— forța de coeziune $c_i \cdot l_i$, în care c_i este coeziunea în zona sectorului respectiv, iar l_i, lungimea planului de alunecare a acestuia ;

— forța de alunecare T_i, care este componenta tangențială a greutății Q_i în lungul planului de alunecare.

Forțele $N_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i$ și $c_i \cdot l_i$ sînt pasive, opunîndu-se alunecării, iar forța T_i este activă solicitînd pămîntul la alunecare.

În figura 10.16 componentele normale N și tangențiale T ale greutăților Q sînt arătate numai la sectorul 5.

Ecuația de echilibru a forțelor care acționează asupra prizmului de alunecare se obține prin însumarea momentelor tuturor forțelor arătate, în raport cu centrul de rotație, care se egalează cu 0. Admițînd raza planului de alunecare cilindric R, rezultă la limită :

$$\Sigma T_i \cdot R - \Sigma N_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i \cdot R - \Sigma c_i \cdot l_i \cdot R = 0 \qquad (10.36)$$

Coeficientul de stabilitate al masivului de pămînt la alunecare este dat de raportul dintre momentul forțelor pasive față de cel al forțelor active, adică :

$$\eta = \frac{M_p}{M_a}$$

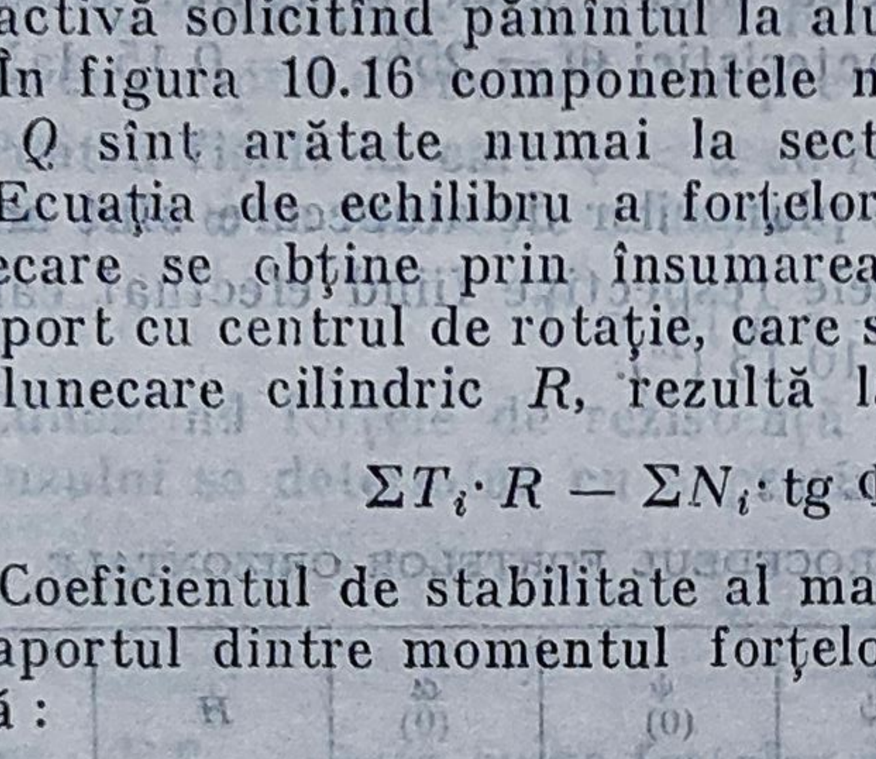


Fig. 10.16 — Verificarea stabilității taluzurilor după metoda suprafețelor de alunecare cilindrică

Luînd în considerare expresiile anterioare rezultă :

$$\eta = \frac{(\Sigma N_i \cdot \text{tg}\ \Phi_i + \Sigma c_i \cdot l_i) \cdot R}{\Sigma T_i \cdot R}$$

care după simplificare cu R devine :

$$\eta = \frac{\Sigma N_i \cdot \text{tg}\ \Phi_i + \Sigma c_i \cdot l_i}{\Sigma T_i} \qquad (10.37)$$

În situaţia unui pămînt omogen în întreaga zonă a taluzului examinat se poate accepta propunerea lui C i u g a e v $\cos \alpha_i = 1$ pentru toate fîşiile, şi în acest caz valoarea coeficientului de siguranţă capătă expresia simplă :

$$\eta = \frac{(P \cdot \text{tg}\ \Phi + c \cdot L) \cdot R}{P \cdot d} \qquad (10.38)$$

în care :

P este greutatea întregului masiv alunecător ;

d — braţul masivului alunecător faţă de centrul de rotire 0 (distanţa dintre verticala în lungul căreia acţionează P şi centrul de rotire 0) ([25]) ;

l — lungimea totală a planului de alunecare.

Cînd în zona alunecării pe suprafaţa terenului există o construcţie, expresia coeficientului de siguranţă capătă următoarea formă :

$$\eta = \frac{\Sigma[(Q_i \cos \alpha_i + P_{cons} \cos \alpha_{cons}) \cdot \text{tg}\ \Phi_i + c_i \cdot l_i] \cdot R}{P_i \sin \alpha_i \cdot R + P_{cons} \cdot d + H_{cons} \cdot a} \qquad (10.39)$$

în care :

P_{cons} reprezintă greutatea construcţiei ;

d — braţul momentului P_{cons} faţă de centrul 0 ;

H_{cons} — forţa orizontală care acţionează construcţia la distanţa a faţă de centrul 0 ;

α_{cons} — unghiul dintre tangenta la planul alunecător şi orizontală în punctul de acţionare al P_{cons}.

La determinarea momentelor $P_{cons} \cdot d$ şi $H_{cons} \cdot a$ se impune aprecierea corespunzătoare a sensurilor de rotire.

Cu titlu informativ se poate admite că verificarea stabilităţii generale a construcţiei împreună cu pămîntul nu este necesară dacă taluzul învecinat este stabil şi distanţa dintre marginile fundaţiei şi a versantului (taluzului) depăşeşte de minimum 6 ori dimensiunea fundaţiei respective pe direcţia probabilă a alunecării şi este de cel puţin 10 m.

Deoarece la metoda suedeză planul de alunecare cel mai defavorabil nu se poate preciza de la început, se impun verificări după mai multe suprafeţe potenţiale de cedare în vederea determinării situaţiei pentru care coeficientul de siguranţă este minim. Valoarea acestuia, care nu trebuie să fie mai mică de 1,1..,1,5, funcţie de gradul de cunoaştere inginero-geologic şi importanţa lucrării, este criteriul de apreciere al stabilităţii taluzului examinat. În situaţia obţinerii unor coeficienţi cu valori mari, se impune adoptarea de taluzuri mai abrupte, cu calcule de verificare corespunzătoare.

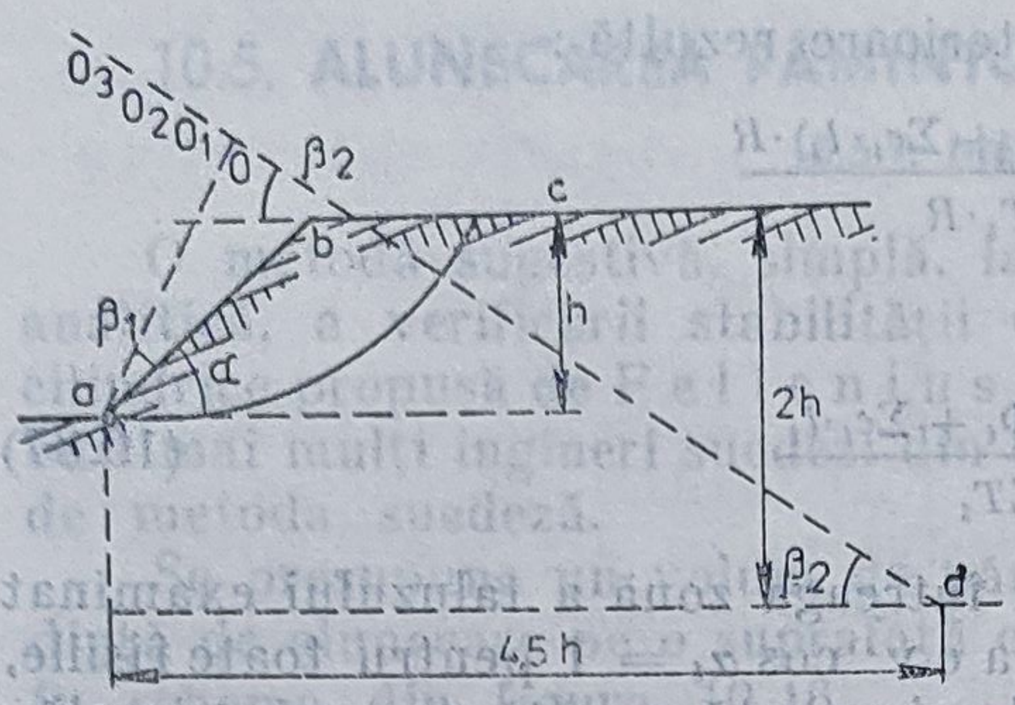


Fig. 10.17 — Determinarea centrului suprafeței de alunecare mai periculoase

Influența apelor de infiltrație asupra stabilității taluzurilor, la calcule cu suprafețe de alunecare circular-cilindrice, se poate aprecia după cum urmează:

— la determinarea momentelor date de forțele active, greutatea pămîntului se ia cea totală fără considerarea acțiunii de subpresiune a apelor;

— la determinarea forțelor pasive, greutatea pămîntului se ia redusă sub influența forțelor date de apa subterană.

Acest procedeu rezultă din rezolvarea ecuației momentelor arătate mai sus.

Dat fiind volumul mare de calcule necesar, în ultimul timp acestea se efectuează cu ajutorul mașinilor electronice.

La alegerea poziției centrului de rotație se va avea în vedere ca suprafața de alunecare să delimiteze volume cît mai mari de pămînturi în zone active și mici în zone pasive, pentru ca să rezulte un coeficient de siguranță minim. Zonele cu forțe active se cuprind în dreptul suprafețelor cu înclinare $\alpha > \Phi$ iar cele cu forțe pasive unde $\alpha < \Phi$ sau în porțiunile cu α negativ, adică unde înclinarea suprafeței de alunecare este inversă cu cea a taluzului. Se observă că în funcție de descreșterea coeziunii, raza planului de alunecare crește ajungînd infinită cînd suprafața de alunecare devine plană.

Pentru determinarea mai rapidă a centrului corespunzător suprafeței de alunecare mai periculoasă, se poate proceda după cum urmează:

În situația unui pămînt argilos gras, care prezintă numai coeziune, centrul căutat se găsește la intersecția a două raze trasate sub unghiurile β_1 și β_2 din punctele arătate în figura 10.17, valorile acestora fiind arătate în tabelul 10.4.

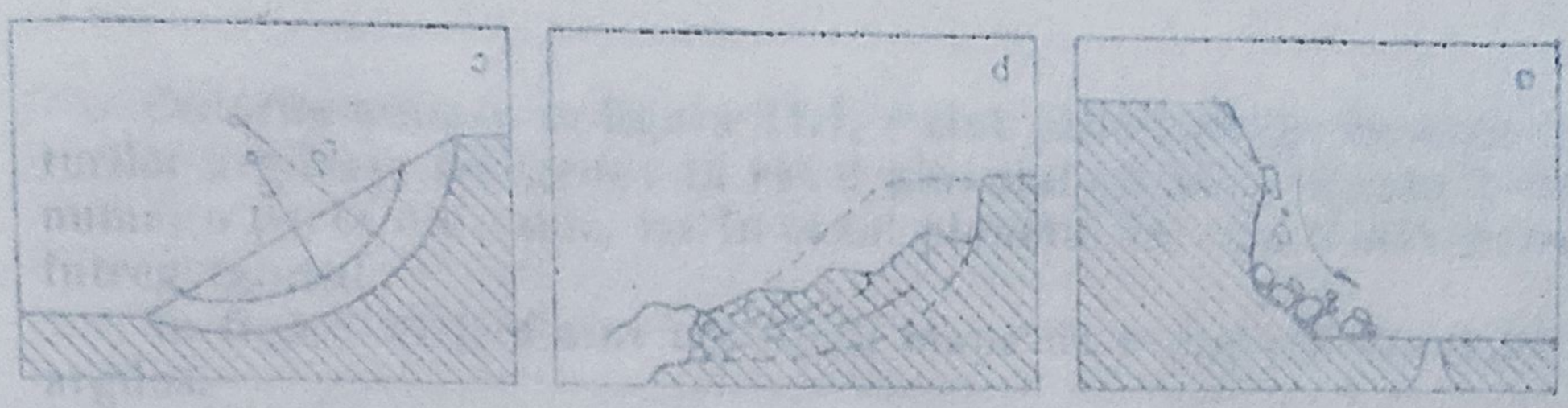
TABELUL 10.4

VALORILE UNGHIURILOR β_1 și β_2

tg α	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 3	1 : 5
β_1	28°	26°	25°	25°	25°
β_2	37°	35°	35°	35°	37°

Dacă pămîntul prezintă coeziune și frecare, centrul celui mai periculos cerc de alunecare se depărtează de taluz în zona direcției *Od*, punctul *d* determinîndu-se grafic, așa cum se vede în figura 10.17, funcție de înălțimea *h* a taluzului.

În baza unui mare volum de calcule s-a ajuns la concluzia că la taluzuri alcătuite din straturi avînd diferite valori ale rezistenței la tăiere, pot apărea mai multe zone de localizare a centrelor celor mai periculoase suprafețe de alunecare. Uneori zonele respective cu centrele mai defavorabile nu sînt puse în evidență mai ales cînd verificările se fac în baza unor calcule mai sumare, la distanțe mari între diferite centre, comparativ cu parametrii geometrici ai taluzului.



11. INSTABILITATEA PĂMÎNTURILOR ÎN VERSANȚI ȘI TALUZURI. COMBATEREA LOR

11.1. FENOMENE DE INSTABILITATE CARACTERISTICE. CAUZE

Abordarea proceselor de instabilitate a taluzurilor și versanților constituie deseori o problemă dificilă datorită complexității naturii pămînturilor și a cauzelor care determină dezvoltarea fenomenelor respective. Asupra producerii fenomenelor de instabilitate au influență factorii legați de stratigrafia și structura pămînturilor, topografia, clima, vegetația, apa superficială și subterană etc. Toți acești factori prezintă o mare varietate în spațiu, și mulți dintre ei și în timp, fapt care determină o mare diversitate a fenomenelor luate în considerare și în consecință a problemelor care trebuie rezolvate.

Faptul că un teren se prezintă stabil, nu exclude pericolul survenirii unor degradări în timp, mai ales în situația executării lucrărilor de îmbunătățiri funciare, sau în urma dezvoltării unor procese naturale și artificiale care vor fi analizate în cadrul prezentului capitol.

În funcție de natura pămîntului, caracterul mișcărilor, cauzele producerii acestora etc., există multe propuneri referitoare la clasificarea fenomenelor respective. Criteriile avute în vedere în această privință de specialiști depind desigur de părerea acestora referitoare la importanța diferiților factori care contribuie la desfășurarea proceselor de instabilitate. Fiecare sistem de clasificare poate prezenta anumite avantaje și unele dezavantaje. Clasificările adoptate trebuie în orice caz să dea posibilitatea punerii în evidență a aspectelor caracteristice de care să se țină seama la stabilirea măsurilor de combatere a fenomenelor de instabilitate.

Unele procese de instabilități mai caracteristice sînt arătate în figura 11.1.

Prăbușirile prezentate schematic în figura 11.1, *a* sînt proprii versanților abrupți alcătuiți mai ales din roci stîncoase degradate.

Alunecările din figura 11.1, *b* se produc pe versanți cu pante mari alcătuiți în cea mai mare parte din pămînturi argiloase omogene. Direcția planurilor de alunecare este condiționată de suprafața pentru care raportul între forțele active, care tind să miște pămîntul, și cele pasive, care se opun mișcării, este minim. În practica noastră s-au constatat fenomene de acest gen la Grozești, caracterizate printr-o intensitate deosebită, cu masa de pămînt însumînd cca 2 milioane m^3 deplasată în cîteva ore pe planuri de alunecare coborîte pînă la o adîncime de cca 50...60 m față de suprafața terenului.

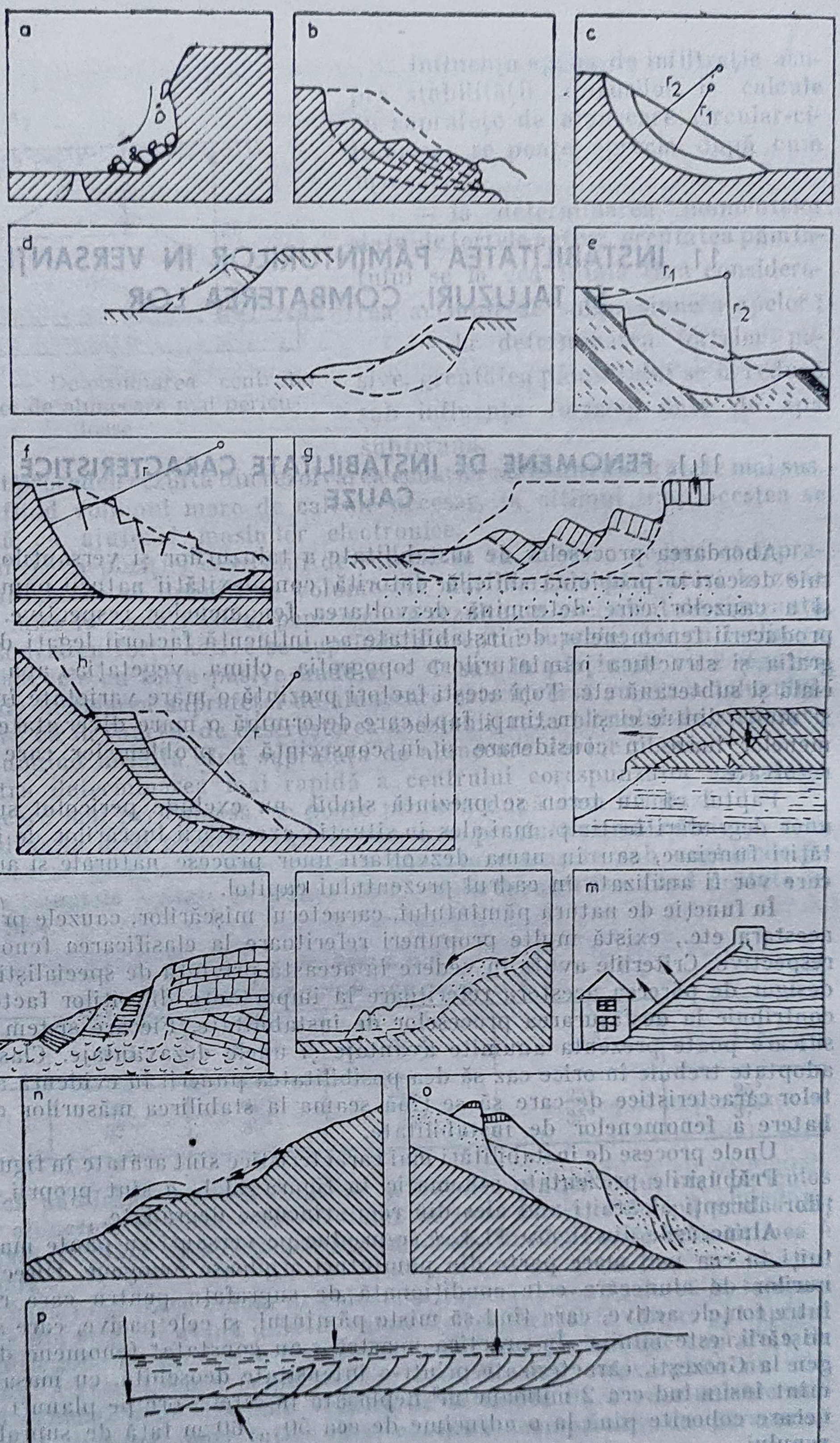


Fig. 11.1 — Exemple de alunecări caracteristice

Cedările arătate în figura 11.1, *c* sînt caracteristice de asemenea pămînturilor argiloase omogene ; în cazul planului circular cu raza 1 este afectată numai o parte din taluz, iar în cazul planului cu raza 2 alunecarea cuprinde întreg taluzul.

În figura 11.1, *d* sînt arătate 2 etape de evoluţie a alunecării unui taluz argilos.

Alunecarea reprezentată în figura 11.1, *e* este favorizată de straturile argiloase moi incluse într-o masă de pămînturi tari.

Fenomenul de cedare din figura 11.1, *f* este condiţionat de stratul argilos moale desfăşurat sub piciorul taluzului.

Alunecările succesive arătate în figura 11.1, *g* se produc într-o masă argiloasă aşternută peste un pat de pămînturi tari.

Umpluturile executate pe suprafeţele de teren în pantă, în cazul unei aprecieri greşite a situaţiei inginero-geologice sau a eventualelor defecţiuni de execuţie pot fi afectate de alunecări similare celor reprezentate schematic în figura 11 1, *h*.

Deplasările din figura 11.1, *i* se produc pe suprafeţe de contact între diferite straturi, intercalaţii de planuri moi în masa unor pămînturi rezistente, planuri vechi de dislocare etc. O alunecare de genul acelei din figura 11.1, *i* la scară mare, s-a produs în zona clinicilor de la Cluj. Pentru combaterea fenomenului respectiv iniţial se preconiza executarea unor ziduri de sprijin, drenuri adînci de peste 10 m desfăşurate pe o mare parte a versantului etc. Pe baza însă a unor studii corespunzătoare s-a ajuns la concluzia că stabilizarea alunecărilor se putea obţine prin evitarea infiltraţiilor de apă la piciorul versantului şi punerea la uscat a zonei respective cu drenuri de cca 3 m adîncime. Piciorul desecat, avînd în consecinţă caracteristici de tăiere ridicată, a putut să reziste tendinţei de alunecare a versantului solicitat în continuare de importante forţe active.

Alunecările din figura 11.1, *j* sînt condiţionate de cedarea pămîntului din baza versanţilor, care poate fi alcătuit din nisipuri afuiabile, loessuri susceptibile la prăbuşiri prin înmuiere, argile moi. Masivele de pămînt alunecate au o formă caracteristică. În partea superioară, unde se găsesc pămînturi mai rezistente, alura suprafeţelor de alunecare este plană şi aproape verticală, iar în partea de jos acestea se difuzează în masa stratului care cedează. Alunecări de acest gen s-au produs pe malul Dunării la Galaţi, unde straturile loessoide superioare s-au deplasat pe verticală 10...15 m datorită cedării argilelor din bază. Studiile geotehnice efectuate în această zonă au pus în evidenţă acţiunea pronunţată de eroziune a fluviului asupra piciorului versantului şi anihilarea în timp a coeziunii pămînturilor argiloase. Acelaşi tip de alunecări au fost întîlnite în practica noastră pe faleza litoralului Mării Negre, pe Valea Prutului etc.

Curgerile din figura 11.1, *l* se produc mai ales la straturi deluviale constituite din pămînturi argiloase şi nisipoase înmuiate sau acţionate hidrodinamic. Aşa după cum s-a arătat la analizarea formulei 10.21, curgerile în această situaţie pot să se desfăşoare pe planuri cu înclinări reduse pînă la 3...4°. Alunecările de acest gen sînt frecvente în practica lucrărilor de combatere a eroziunii solurilor abordate de I.S.P.I.F. Studiile mai recente asupra unor astfel de fenomene s-au efectuat în zona oraşului Zalău, pe valea Mureşului la Gioagiu, în numeroase zone din Moldova etc.

Deformaţiile plastice din figura 11.1, *m* sînt proprii pămînturilor argiloase de diferite consistenţe şi viteza lor este foarte redusă de ordinul a cîtorva

cm pe an. Independent de scara lor redusă, desfăşurarea în timp îndelungat a acestora determină în frecvente cazuri slăbirea treptată a versanţilor şi producerea în final a unor cedări importante.

În cazul unor versanţi argiloşi cu pante mari se pot produce, mai ales datorită îngheţului şi dezgheţului, fenomene de soliflucţiune care treptat duc la degradarea unor importante suprafeţe de teren. În urma îndepărtării stratului vegetal superficial protector urmează alterarea mai lesnicioasă a pămînturilor din adîncime sub influenţa agenţilor externi, care constituie factorii incipienţi a reacţiei în lanţ cu fenomene din ce în ce mai pronunţate de instabilitate, aşa cum este ilustrat în figura 11.1, *n*.

În figura 11.1, *o* este reprezentată cedarea unei umpluturi împreună cu pămînturile deluviale de consistenţe variabile de pe un teren în pantă.

Alunecările succesive din figura 11.1, *p* sînt caracteristice bazei versanţilor supuşi unei acţiuni continui de eroziune prin ape stătătoare sau curgătoare.

Faţă de cele arătate anterior, rezultă că în frecvente cazuri forma suprafeţei de alunecare este influenţată în mare măsură de stratificaţia pămîntului. Deplasările după suprafeţe curbilinii se produc de obicei în pămînturile argiloase ca urmare a stării de tensiune creată sub influenţa greutăţii. Alura suprafeţei curbilinii de alunecare depinde de natura solicitărilor, forma taluzului şi în cazul unor pămînturi omogene, această formă se poate determina în linii generale prin metodele elaborate în cadrul mecanicii pămînturilor. În orice caz se impune cercetarea cu atenţie la faţa locului a situaţiei de ansamblu care determină formarea unei anumite suprafeţe de alunecare, în vederea stabilirii cît mai corecte a măsurilor pentru combaterea fenomenelor de instabilitate.

Poziţiile planurilor de alunecări în funcţie de situaţia topografică se pot determina în mod aproximativ prin procedeele grafice arătate în figura 11.2.

În cazul procedeului din figura 11.2, *a* se unesc printr-o dreaptă punctele *A* şi *B*, care marchează limitele amonte şi aval a suprafeţei afectate prin alunecări şi din mijlocul acestei drepte se ridică o perpendiculară pînă la intersecţia cu orizontala dusă din punctul *A*. Considerînd punctul de intersecţie ca centru, se duce arcul de cerc *AB* cu raza *OA*, care se presupune a fi planul de alunecare probabil.

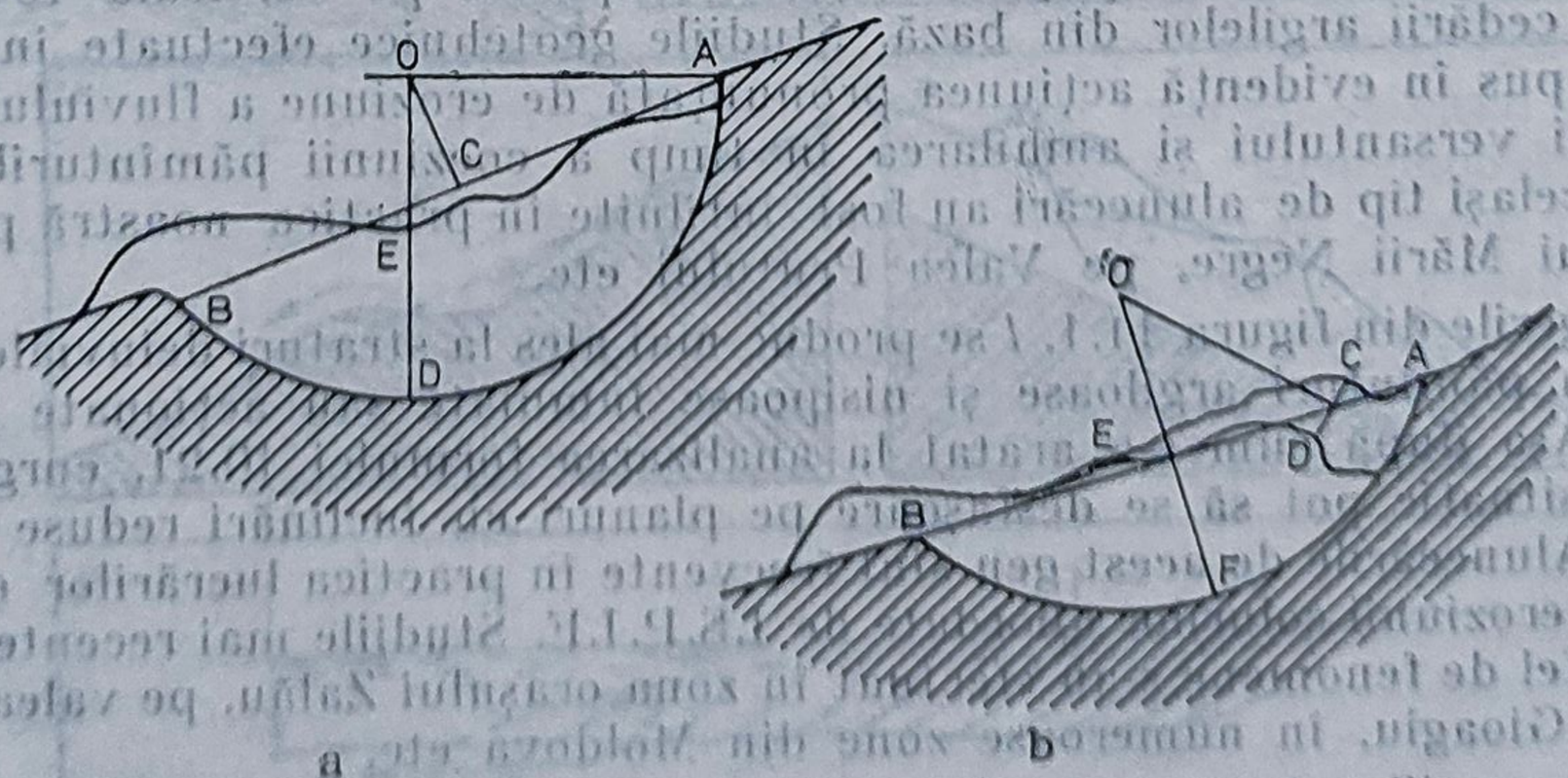


Fig. 11.2 — Metode grafice pentru determinarea aproximativă a planului de alunecare

La procedeul din figura 11.2, *b* se trasează inițial dreapta *AB*, care unește limitele amonte și aval ale zonei alunecătoare și din mijlocul ei se ridică normala *EO*. În continuare, se trasează dreapta *CD*, care unește pozițiile unui punct înaintea alunecării și după producerea fenomenului respectiv, iar din mijlocul acestei drepte se ridică o normală. Considerînd punctul de intersecție *O* a acestor două normale drept centru, se trasează arcul *AFB* care se consideră a fi planul de alunecare căutat.

În unele cazuri alunecările caracterizate prin fragmentarea pronunțată a materialului, progresează treptat spre partea superioară a versantului, adică într-un sens opus față de sensul mișcării și se numesc „regresive". Schematic, atît fragmentarea pămîntului, cît și cedarea regresivă se pot urmări în figura 11.3 concepută de K j i l l m a n în urma studierii unor alunecări din Norvegia. Dezvoltări asemănătoare a alunecărilor se întîlnesc și în practica noastră cu fragmentarea treptată a blocurilor de pămînt și formarea de suprafețe în contrapantă față de înclinarea generală a versantului.

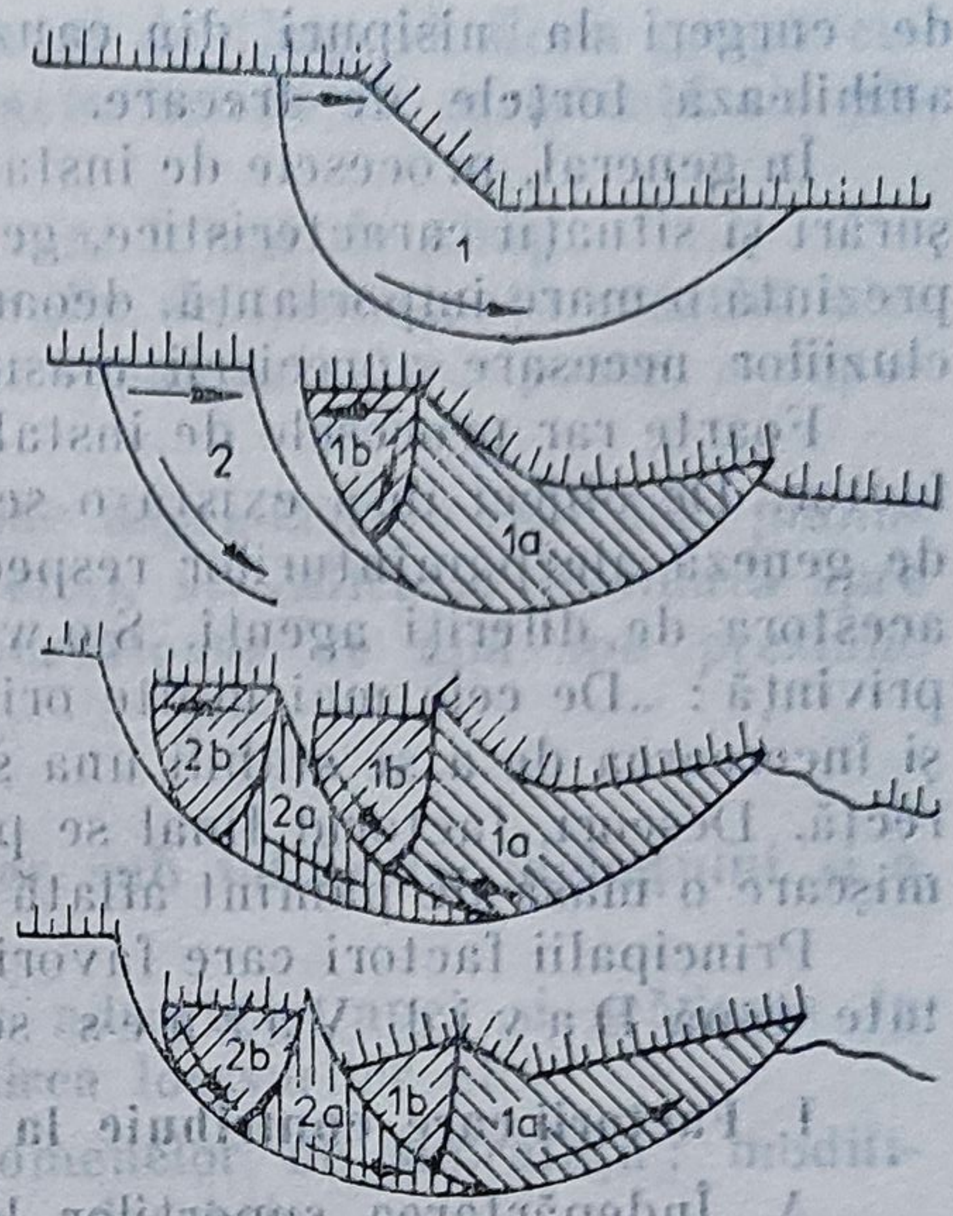


Fig. 11.3 — Reprezentarea schematică a unei alunecări regresive

Fenomene de instabilitate regresive se întîlnesc și în cazul unor curgeri. În această privință O d e n s a t d dă exemplul curgerilor de la Skottarp din Suedia, desfășurate pe un plan aproape orizontal și care sînt reprezentate schematic în figura 11.4. În cazul curgerilor, mișcarea pămîntului capătă aspectul unei deplasări asemănătoare cu cea a lichidelor vîscoase. La acestea, planurile de alunecare nu pot fi totdeauna delimitate cu precizie deoarece între materialul curgător și cel nemișcat există în unele cazuri zone de cedare plastică.

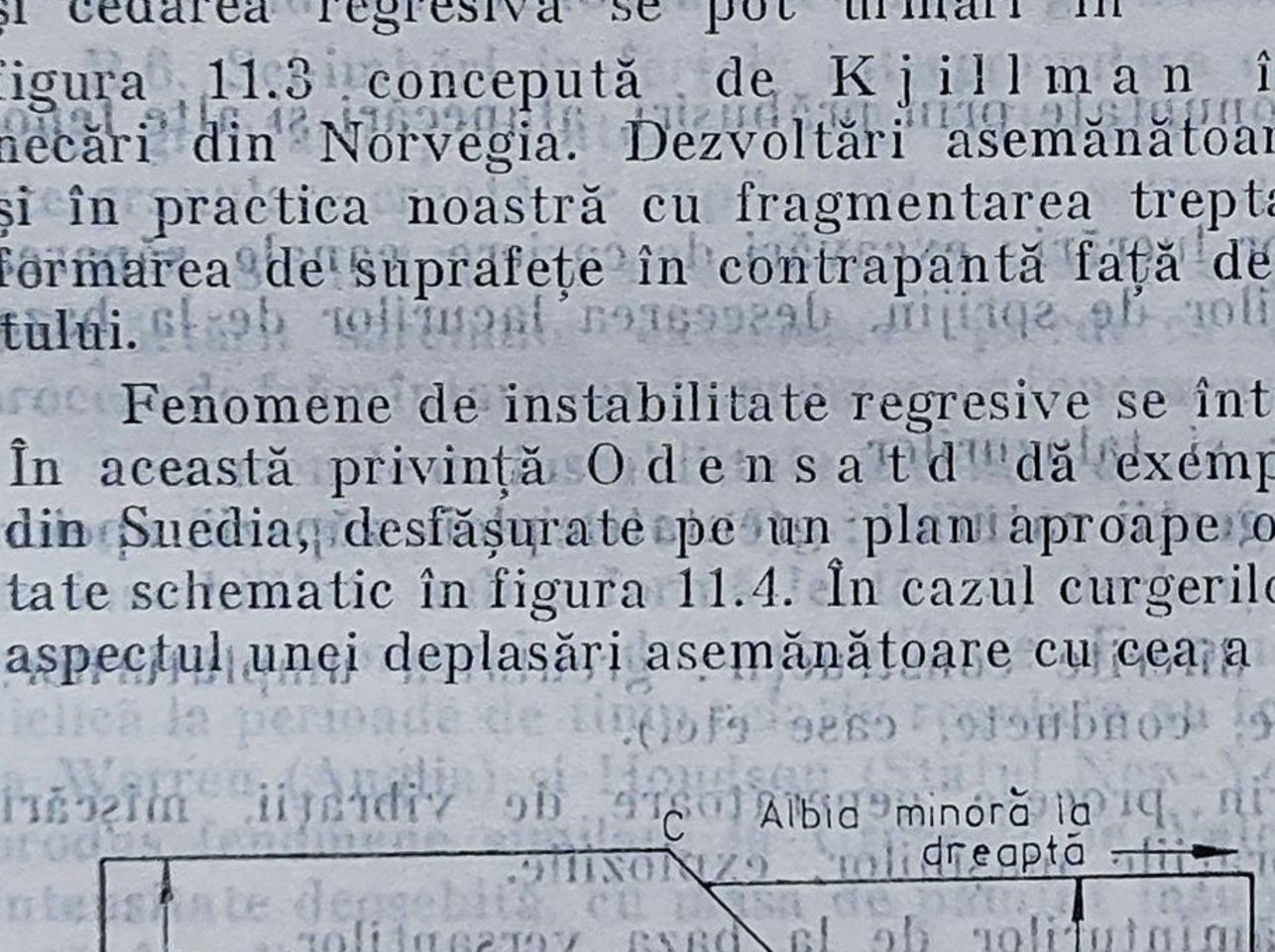


Fig. 11.4 — Reprezentarea schematică a curgerilor regresive de la Skottarp :
a, b și *c* sînt etapele succesive ale curgerii

Procesele de curgere se produc de obicei în caz de umeziri pronunțate, de exemplu în dreptul izvoarelor, în urma precipitațiilor mai puternice sau a dezghețului. Frecvența este mai mare pe versanții despăduriți și cu vegetație îndepărtată. De obicei sînt afectate materialele plastice, dar există și cazuri

de curgeri la nisipuri din cauza creşterii presiunii apei din pori care anihilează forţele de frecare.

În general, procesele de instabilitate constau dintr-o succesiune de desfăşurări şi situaţii caracteristice, generate de anumite cauze a căror cunoaştere prezintă o mare importanţă, deoarece în acest fel se facilitează stabilirea concluziilor necesare aprecierii măsurilor de remediere.

Foarte rar procesele de instabilitate se produc sub influenţa unui singur factor. De obicei însă există o serie de cauze determinate atît de condiţiile de geneză ale pămînturilor respective, cît şi de influenţa exercitată asupra acestora de diferiţi agenţi. S o w e r s menţionează următoarele în această privinţă : „De cele mai multe ori există un mare număr de cauze simultane şi încercarea de a se stabili una singură este dificilă şi în acelaşi timp incorectă. Deseori, factorul final se poate asemăna cu un trăgaci, care pune în mişcare o masă de pămînt aflată în stare de echilibru limită".

Principalii factori care favorizează producerea fenomenelor de instabilitate după D a v i d V a r n e s se pot clasifica după cum urmează :

I. Factorii care contribuie la creşterea forţelor de tăiere.

A. Îndepărtarea suporţilor laterali (aceasta reprezintă cauza cea mai frecventă a fenomenelor de instabilitate).

A.1. Eroziunile provocate de apele curgătoare, gheţuri, valuri, agenţi climatici de degradare etc.

A.2. Crearea de pante pronunţate prin prăbuşiri, alunecări şi alte fenomene de degradare.

A.3. Executarea diferitelor lucrări : excavări de cariere, canale, săparea de puţuri, îndepărtarea zidurilor de sprijin, desecarea lacurilor de la baza versanţilor etc.

B. Încărcarea versanţilor şi taluzurilor.

B.1. Încărcarea dată de agenţii naturali : greutatea ploii, zăpezii, apelor provenite din izvoare etc.

B.2. Solicitarea dată de diferite construcţii : greutatea umpluturilor, construcţiilor (ramblee, canale, conducte, case etc.).

C. Eforturile produse prin procese generatoare de vibraţii, mişcări bruşte etc. ; cutremurele, vibraţiile maşinilor, exploziile.

D. Slăbirea rezistenţei pămînturilor de la baza versanţilor.

D.1. Slăbirea pămînturilor sub influenţa umezirii, uscării şi îngheţurilor.

D.2. Eroziunea subterană : îndepărtarea materialelor solubile dizolvate (a carbonaţilor, gipsului etc.), afuierea pămînturilor granulare fine.

D.3. Cedarea pămînturilor slabe — cu o capacitate portantă scăzută — din baza versanţilor.

D.4. Cedarea pămînturilor sub influenţa presiunilor provocate de : apa din fisuri şi caverne, îngheţarea apei din fisuri, umflarea sub influenţa diferiţilor factori.

II. Factorii care contribuie la micşorarea rezistenţei la tăiere.

Factorii care contribuie la micşorarea rezistenţei la tăiere a rocilor şi a pămînturilor pot fi împărţiţi în două grupe. Prima grupă include factorii legaţi de natura pămîntului care sînt favorabili producerii de alunecări şi

rămîn relativ invariabili în perioade mai lungi de timp. A doua grupă cuprinde factorii variabili care pot afecta caracteristicile de rezistență ale pămînturilor.

A. Factorii invariabili într-o perioadă mai lungă de timp.

A.1. Compoziția : pămînturi mîloase, argile de consistență scăzută etc.

A.2. Textura : natura afînată a diferitelor pămînturi nisipoase, a depunerilor organice.

A.3. Macrostructura : prezența unor zone degradate (a fisurilor, planurilor cu pămînturi de consistență scăzută etc.), stratificația înclinată spre baza versanților, intercalațiile nisipoase purtătoare de apă sub presiune în masă de pămînturi argiloase.

B. Factorii variabili în timp.

B.1. Dezintegrarea fizică a pămînturilor sub influența înghețului și a dilatărilor datorită căldurii.

B.2. Hidratarea mineralelor argiloase : adsorbția apei și scăderea în acest fel a rezistenței pămînturilor, prăbușirea loessurilor etc.

B.3. Transformările sub influența fenomenelor de suprafață : modificarea compoziției ionilor din straturile de adsorbție.

B.4. Uscarea argilelor însoțită de fisurare.

B.5. Îndepărtarea lianților dintre granulele diferitor pămînturi.

B.6. Schimbări în forțele intergranulare datorită apei din pori, micșorarea greutății pămînturilor sub influența inundării, anihilarea presiunii intergranulare creată de capilaritate sau saturație.

B.7. Schimbări în structură : fisurarea argilelor preconsolidate în urma îndepărtării sarcinilor exterioare, pierderea rezistenței pămînturilor prin procese de frămîntare sau în urma unor fenomene tixotropice etc. ([14]).

Fenomenele de instabilitate prezintă deseori o desfășurare ciclică cu următoarele faze caracteristice : 1) stabilitate relativă ; 2) survenirea fenomenelor de instabilitate sub o formă lentă ; 3) declanșarea macromișcărilor și 4) diminuarea fenomenelor de instabilitate. Fenomene de acest gen cu apariție ciclică la perioade de timp relativ regulate au fost semnalate de T e r z a g h i la Warren (Anglia) și Houdson (Statul New-York). În practica noastră s-au produs fenomene similare la Grozești pe Valea Prutului, ele prezentînd o intensitate deosebită, cu masa de pămînt însumînd cca 2 milioane m^3 deplasată în cîteva ore.

11.2. REALIZAREA MĂSURILOR DE COMBATERE A ALUNECĂRILOR

11.2.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Majoritatea proiectelor de combatere a alunecărilor se abordează în mod diferit de la caz la caz, avîndu-se în vedere diversitatea factorilor geologici, geomorfologici, a cauzelor care favorizează fenomenele de instabilitate etc. proprii fiecărei zone avute în vedere. Față de această situație, elaborarea studiilor examinată la 7.7 și a măsurilor de remediere a instabilității pămînturilor după principii standardizate nu este recomandabilă, soluția cea mai potrivită urmînd a se hotărî, în funcție de intuiția și experiența personalului tehnic respectiv, pe baza analizării tuturor datelor disponibile.

Deseori în practică se constată puncte de vedere diferite în cercetarea fenomenelor de instabilitate și mai ales în stabilirea măsurilor de combatere a acestora, imprimate de personalul cu anumite specialități: geologi, geotehnicieni, ingineri constructori etc. Astfel de situații trebuie însă evitate, pentru ca soluția obiectivă să predomine față de punctele de vedere subiective.

În general fiecare alunecare trebuie considerată ca un fenomen, în care acționează pe de o parte forțele care tind să producă alunecarea — forțele active și pe de altă parte forțele care se opun alunecării — forțele pasive. Studierea alunecărilor din punct de vedere geologic este o condiție obligatorie însă nu suficientă, în paralel impunîndu-se și abordarea problemei din punct de vedere matematico-statistic. În consecință deseori este recomandabil ca ipotezele referitoare la cauzele alunecărilor stabilite după diferite considerente, să fie verificate prin calcule, pentru a se putea stabili influența diferiților factori.

La efectuarea calculelor expuse în capitolul 10 se evaluează în majoritatea situațiilor valoarea coeficientului de siguranță, care de la caz la caz reprezintă:

— raportul dintre forțele active și cele pasive în lungul unei suprafețe potențiale de alunecare;

— raportul momentelor forțelor active față de cel al forțelor pasive, așa cum se procedează în cazul formulelor 10.37. . .10.39.

— raportul rezistenței la tăiere a pămînturilor din zona planului de lunecare față de solicitarea tangențială etc.

Alegerea valorii acestui coeficient depinde de următoarele: gradul de cunoaștere al datelor inginero-geologice, inclusiv a caracteristicilor de rezistență a pămînturilor, importanța lucrării și riscul eventualelor avarii, posibilitatea efectuării de remedieri pe parcurs etc. În practica noastră de îmbunătățiri funciare, valorile acestui coeficient se cuprind mai frecvent între limitele 1,20 . . . 1,40.

La elaborarea proiectelor se va (avea în vedere evoluția comportării pămînturilor în diferite perioade de timp caracteristice: în perioada de execuție, la terminarea lucrării, pe parcursul exploatării etc. În această privință se vor avea în vedere procesele legate de variația presiunii neutre expuse la 10.2 și alte aspecte în legătură cu comportarea pămînturilor abordate la 3.7.

În general proiectarea taluzurilor realizate în pămînturi necoezive este mai simplă față de cazul pămînturilor argiloase, exceptînd situațiile cu solicitări dinamice. De asemenea, problema taluzurilor este în general mai simplă la umpluturi cu pămînturi bine cunoscute, decît în cazul debleelor.

În majoritatea cazurilor măsurile de prevenire și combatere a fenomenelor de instabilitate trebuie aplicate cu discernămînt și într-un mod selectiv funcție de situațiile tratate. Aplicarea în mod automat a unei serii de măsuri, fără cunoașterea corespunzătoare a situației inginero-geologice, este legată de pericolul unor cheltuieli ridicate — inutile și posibil rezultate nedorite.

O importanță deosebită prezintă etapizarea corectă a lucrărilor și executarea lor într-o anumită perioadă de timp. Atacarea nerațională a lucrărilor, de exemplu în unele cazuri executarea săpăturilor înainte de terminarea drenurilor, poate duce la rezultate contrarii față de cele așteptate. Urmări neplăcute pot apărea și în cazul efectuării lucrărilor în perioade nepotrivite de timp, de exemplu a celor de săpături în perioada de precipitații.

Unele eşecuri întîmpinate în cadrul lucrărilor de combatere a instabilităţii pămînturilor imprimă deseori o notă de scepticism, mai ales în cazul aplicării de măsuri mai speciale : ziduri de sprijin, galerii de drenare, piloni din beton armat. O înţelegere corectă a fenomenelor, bazată pe studii corespunzătoare, asigură însă în majoritatea cazurilor succesul urmărit.

Procedeul cu măsuri etapizate, completate pe parcurs funcţie de comportarea efectivă a pămînturilor, este recomandabil în multe situaţii mai ales cînd degradările noi survenite nu prezintă urmări neplăcute. În acest fel este posibilă limitarea măsurilor pentru asigurarea stabilităţii pămînturilor la un volum redus, a cărui anticipare, în funcţie numai de studiile inginero-geologice desfăşurate într-o etapă iniţială, este dificilă şi în acelaşi timp nesigură. Procedeul respectiv reclamă lucrări de întreţinere pentru remedierea degradărilor ce survin pe parcurs. Problema se complică în cazul unor obiective care ar putea fi afectate de alunecările nestabilizate şi în astfel de cazuri se impun calcule tehnico-economice în vederea alegerii soluţiei mai raţionale : adoptarea de la început a unor măsuri radicale mai costisitoare sau prevederea de lucrări iniţiale simple, mai economice, completate pe parcurs după necesităţi şi legate de riscul scoaterii temporare din funcţiune a obiectivelor din zonă.

Principiile generale care se au în vedere la elaborarea măsurilor de combatere a alunecărilor sînt :

1 — luarea de măsuri preventive ;
2 — micşorarea forţelor active — care tind să producă mişcări ;
3 — mărirea forţelor pasive.

În cadrul măsurilor preventive se pot cita : evitarea în caz de posibilitate a amplasamentelor susceptibile la fenomene de instabilitate, asigurarea evacuării apelor superficiale şi o serie de alte măsuri care urmează a fi prezentate schematic la 11.2.3 şi 11.2.7.

Micşorarea forţelor active se realizează prin îndulcirea pantei taluzurilor, drenarea apelor de suprafaţă şi a celor subterane etc.

Procedeele mai importante de mărirea forţelor pasive sînt sprijinirea taluzurilor prin umpluturi de pămînt sau alte construcţii, drenarea de adîncime, baterea de piloţi, ancorajele, exploziile etc.

Măsurile respective arătate succint sînt examinate mai pe larg în continuare la 11.2.5 şi 11.2.6 etc.

11.2.2. MĂSURILE PREVENTIVE DE MENŢINEREA CONDIŢIILOR CARE FAVORIZEAZĂ STABILITATEA

O serie de măsuri preventive de menţinerea condiţiilor existente care favorizează stabilitate sînt :

— interzicerea tăierii în zonă a copacilor, tufişurilor sau îndepărtării stratului vegetal ;

— limitarea execuţiei de construcţii, fixarea unui perimetru de protecţie, stabilirea încărcării maxime admisibile, aprecierea tipului de construcţie, impunerea îndepărtării unor lucrări existente, fixarea condiţiilor de execuţie etc. ;

— restricţii privind lucrările de pămînt : interzicerea de săpături în zona pasivă (care prin greutatea lor se opun tendinţelor de alunecare), oprirea încărcării zonei active prin executarea de depozite, diferite umpluturi etc.,

interzicerea accentuării pantei taluzurilor existente, oprirea descoperirii prin săpături a unor straturi de pămînturi instabile (chișaiuri, argile cu consistență scăzută etc.);

— impunerea anumitor condiții privind regimul apelor din zonă: nivelarea suprafeței terenului pentru asigurarea scurgerii apelor superficiale și evitarea stagnării acestora în diferite depresiuni, menținerea în bune condiții a rețelei de alimentare cu apă și canalizare;

— stabilirea regimului de funcționare a lacurilor din zonă: limitarea nivelului apelor etc.;

— restricția privind solicitările dinamice: interzicerea sau limitarea circulației mașinilor grele etc.

11.2.3. EVITAREA ZONELOR INSTABILE

Evitarea zonelor instabile prin mutarea amplasamentelor construcțiilor, a traseelor canalelor hidroameliorative etc., este deseori utilizată în practica inginerească. Datorită costului ridicat al lucrărilor de combatere a fenomenelor de instabilitate, mutarea amplasamentelor reprezintă deseori soluția cea mai economică.

Metoda respectivă este mai comodă în cadrul măsurilor de prevenire cînd se efectuează alegerea amplasamentelor, față de situațiile impuse în vederea combaterii unor fenomene active de instabilitate din dreptul unor construcții. În această privință, datorită studiilor inginero-geologice obligatorii în majoritatea cazurilor, s-au putut evita în practica noastră multe amplasamente defavorabile.

În situația că un teren instabil nu poate fi complet evitat, se impune o alegere a locațiilor construcțiilor în zonele cît mai puțin afectate de instabilități. În acest scop, amplasamentele cu săpături se vor fixa în zonele cu stratificația cea mai favorabilă cu eventuale planuri de alunecare nepericuloase. O măsură importantă este reducerea adîncimii debleelor, trebuind în același timp să se țină seama de toți factorii care favorizează procesele de instabilități, pentru ca în limitele posibilităților să poată fi evitată sau atenuată desfășurarea acestora.

11.2.4. METODELE DE EXCAVAȚII

Îndepărtarea pămînturilor sau a unor umpluturi mai mari din zonele active, unde acestea favorizează prin greutatea lor desfășurarea proceselor de instabilitate, reprezintă o măsură utilă. Cantitatea totală de pămînt care trebuie îndepărtată se poate determina prin calcule, urmînd în același timp să se țină seama de situația geomorfologică din zonă.

Procesele de excavații, adoptate în general la scară mare în practica lucrărilor hidroameliorative, se impun și în alte scopuri, în afară de cel al micșorării forțelor active și anume:

— pentru a se îndepărta pămînturile înmuiate, degradate de pe versanți sau taluzuri;

— în cadrul măsurilor de terasare a versanților în vederea asigurării scurgerii apelor superficiale;

— pentru îndepărtarea pămînturilor slabe din dreptul umpluturilor proiectate la baza versanților.

În general, în cadrul acestor lucrări de terasare trebuie evitată îndepărtarea nejustificată a vegetației pentru a nu se favoriza infiltrațiile de apă în pămînt și să se preîntîmpine acțiunea de șiroire a acestora. În această situație zonele excavate trebuie protejate prin straturi vegetale.

În frecvente cazuri se impune protejarea unor pămînturi dezvelite în urma îndepărtării straturilor superficiale, inclusiv a solului. În această privință se pot avea în vedere o serie de materiale produse de industria internă și anume: vata de sticlă cu greutate volumică de cca 100 kgf/m³, vată minerală sub formă de plăci cu greutăți volumice de 100...150 kgf/m³, diferite țesături din fibre de sticlă sau materiale sintetice, simple sau gudronate etc. Toate acestea prezintă o serie de avantaje dintre care cele mai importante sînt: rezistența mecanică la acțiunea agenților externi, greutatea volumică redusă, permeabilitatea și în consecință posibilitatea utilizării ca strat filtrant etc.

Un alt procedeu de protecție este hidroînsămînțarea, care constă din acoperirea pămîntului cu o substanță alcătuită în linii generale din trei componenți: substanța de fixare, sămînța și substanțele nutritive, caracterizate între altele prin faptul că intră rapid în acțiune. Este posibil ca produsul respectiv să poată fi fabricat în condiții mai ușoare și în țara noastră.

În paralel cu avantajele evidente legate de micșorarea forțelor de alunecare, metodele prin excavare prezintă o serie de dezavantaje:

— În primul rînd, în cazul alunecărilor de mari proporții, se impune îndepărtarea unor foarte mari cantități de pămînt. Găsirea de spații disponibile unde s-ar putea evacua pămîntul excavat este deseori dificilă, avîndu-se mai ales în vedere faptul că distanța mare de transport scumpește mult lucrările.

— Condiția ca excavațiile să înceapă în partea superioară a zonelor alunecate, pentru ca apoi să se extindă treptat spre bază, creează de asemenea dificultăți.

— Trebuie avut în vedere faptul că prin excavarea pămîntului se micșorează presiunile în zonele planurilor de alunecare și implicit forțele de rezistență. În consecință, îndepărtarea pămîntului trebuie organizată în așa fel, ca micșorarea forțelor de alunecare realizată prin aceasta să fie mai importantă decît micșorarea forțelor de rezistență.

11.2.5. SPRIJINIREA BAZEI VERSANȚILOR ȘI TALUZURILOR

Pentru combaterea proceselor de instabilitate se procedează deseori la sprijinirea bazei versanților și taluzurilor, adică la mărirea forțelor pasive.

O primă metodă este amenajarea unor platforme din material local.

Deseori, mai ales în cazul mișcărilor după suprafețe cilindrice, pămîntul dinspre baza taluzurilor este împins în sus și astfel, prin greutatea umpluturii așternute, se anihilează tendința generală de mișcare. Anterior așternerii acestor umpluturi, trebuie cercetată cu atenție situația inginero-geologică și efectuate aprecieri prin prisma principiilor mecanicii pămînturilor, deoarece eventuale greșeli în aprecierea felului cum se produc alunecările pot provoca inevitabile degradări. Dacă umpluturile sînt așternute în zona activă în loc de cea pasivă, efectul urmărit va fi contrariu. În orice caz, umpluturile proiectate corect constituie măsuri de stabilizare eficace cu rezultate mai bune decît îndulcirea pantei terenului.

Aceste umpluturi se pot realiza din pămînt excavat în partea superioară a versanţilor sau adus din altă parte. În această privinţă, o mare importanţă prezintă granulometria pămîntului respectiv. În cazul utilizării de pămînturi permeabile, prin care apa se infiltrează uşor, se poate renunţa la executarea drenurilor speciale care să capteze apa subterană de la baza pantelor. În caz contrar, pămînturile prăfoase argiloase utilizate trebuie ferite de saturare cu apă. Dacă pentru umpluturi se utilizează pămînturile argiloase provenite din alunecări se impun măsuri speciale, care constau din aşternerea unor straturi subţiri bine compactate, eventual în prealabil zvîntate. Îngrămădirea simplă a acestor pămînturi în anumite forme geometrice poate duce la eşecuri.

Realizarea de umpluturi la baza versanţilor scăldaţi de ape stătătoare sau curgătoare întîmpină deseori mari dificultăţi şi, în orice caz, vor trebui luate măsuri contra acţiunii de eroziune a apelor.

În cazul prezenţei la baza versanţilor amenajaţi a unei pînze acvifere se impune acoperirea amprizei cu un strat drenant înaintea începerii ridicării umpluturii. Acest strat drenant favorizează mult consolidarea eventualelor pămînturi argiloase saturate din fundaţie prin grăbirea evacuării apei. Neluarea măsurilor respective creează pericolul creşterii presiunii hidrostatice sau a presiunii apei din pori, fapt care înrăutăţeşte mult condiţiile de stabilitate.

Un material foarte bun pentru realizarea umpluturilor îl reprezintă balastul sau anrocamentele, a căror volum se poate aprecia la cca 1/3...1/4 faţă de cel al pămîntului aflat în mişcare şi acesta se aşterne la o adîncime de aproximativ 1,5...2 m faţă de planul de alunecare.

În cazul unei platforme din pămînt argilos sau nisipos, volumul acesteia se poate aprecia la cca 1/2...1/3 din cel al pămîntului aflat în mişcare, iar adîncimea de fundare la 1,5...3 m.

În anii 1965—1966, H. Vidal a propus realizarea masivelor de rezistenţă din „pămînt armat". Esenţa metodei constă din încorporarea într-un masiv de pămînt granular la fiecare 25...35 cm a unor fîşii din elemente capabile să preia eforturi de tensiune: benzi de oţel galvanizat, mase plastice etc.

După cum se vede din secţiunea transversală verticală printr-un masiv de pămînt armat, arătată în figura 11.5, în aceasta se pot distinge două zone activă şi de rezistenţă, delimitate între ele prin linia AB, înclinată faţă de orizontală cu unghiul $\pi/4 + \Phi/2$, în care Φ este unghiul de frecare interioară al masivului. Armăturile acţionate de frecarea din zona activă şi presiunea aferentă fiecărei armături, trebuie să reziste la acţiunea de smulgere din zona de rezistenţă. Aproximativ se poate admite o lungime a armăturilor de minimum 0,8 ori înălţimea H a masivului.

Masivele de pămînt armat arătate schematic în figura 11.6 prezintă următoarele avantaje mai importante:

— sînt suple şi se mulează bine cu fundaţia tasată realizînd asupra acesteia presiuni reduse;

— sînt mai puţin voluminoase decît rambleele obişnuite;

— adîncimile de încastrare sînt reduse: cca $H/10$ pentru amplasamente orizontale şi $H/5$ pentru cele în pantă, H fiind înălţimea acestora.

Dezavantajul procedeului constă din greutatea procurării materialului pentru armături şi care poate ridica sensibil costul lucrării (4).

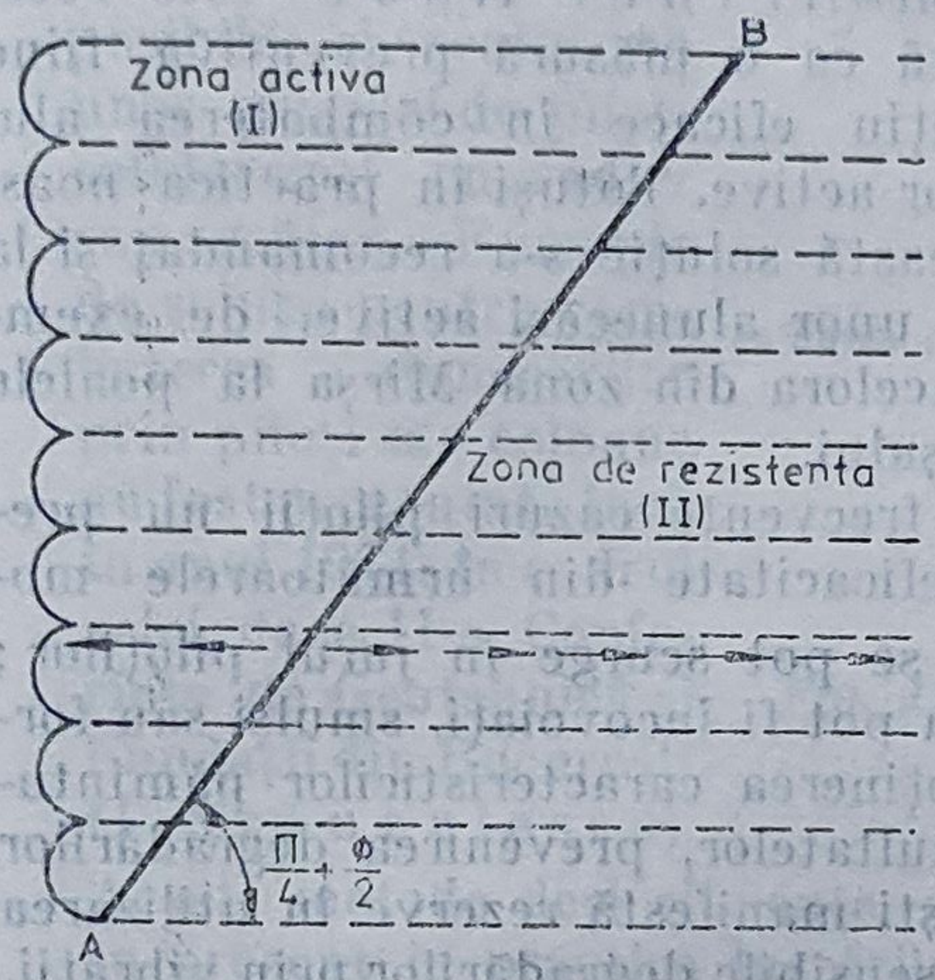


Fig. 11.5 — Secțiune schematică printr-un pământ armat cu reprezentarea distribuției eforturilor de tensiune din armături

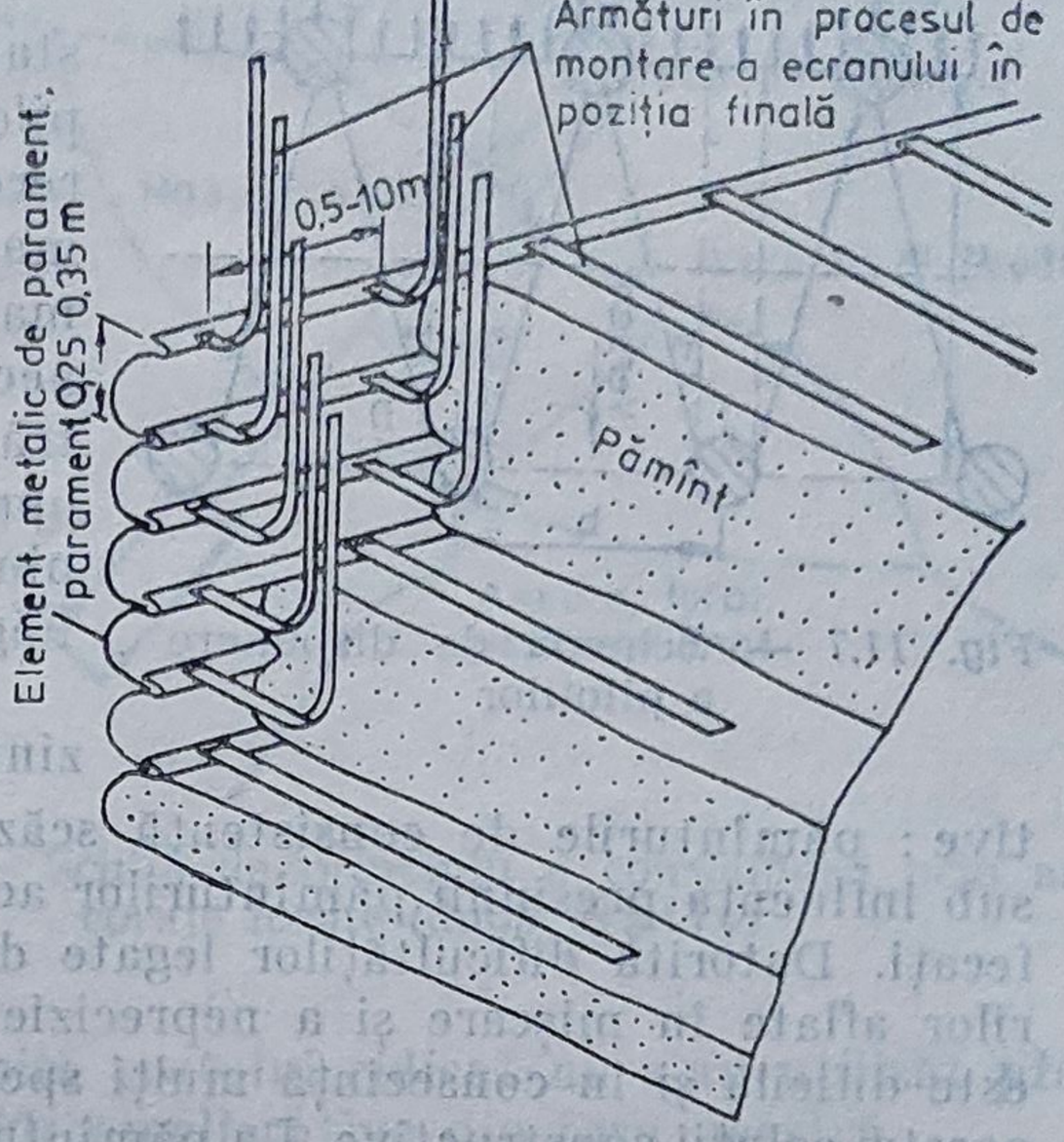


Fig. 11.6 — Schemă de principiu a masivelor de pământ armat (după B a l l y)

Asemănătoare pământurilor armate sînt zidurile din căsoaie, constituite din elemente prefabricate de beton armat, așezate în celule care sînt umplute cu pietriș sau piatră spartă. Un avantaj al acestui sistem este montarea rapidă cu ajutorul macaralelor și eficacitatea de acționare în scurt timp.

11.2.6. ZIDURILE DE SPRIJIN. PILOȚII SAU COLOANELE. ANCORAJELE FORATE

Fără a combate alunecările generale dintr-o zonă, zidurile de sprijin sînt deseori utilizate local, pentru a se proteja diferite construcții, în special stațiile de pompare în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, dacă acestea sînt periclitate prin fenomene de instabilitate.

În multe situații, utilizarea acestui procedeu este avantajoasă din punct de vedere economic. În cazul însă al unor mari alunecări, zidurile de sprijin revin scumpe față de alte metode de apărare. Trebuie menționat că eventualele deficiențe legate de amenajarea acestora, creează pericol de cedare cu riscul pierderii totale a investițiilor efectuate. Solicitarea zidurilor de sprijin a fost examinată în detaliu la capitolul „Împingerea pământului" și în special la subcapitolul „Stabilitatea zidurilor de sprijin".

Aplicarea acestui procedeu de combaterea efectelor alunecărilor trebuie precedată de foarte atente cercetări privind condițiile de fundare. Dacă datele inginero-geologice lipsesc, trebuie în orice caz să existe certitudinea că terenul de fundație nu va ceda. Datele principale necesare proiectării sînt legate de adîncimea planului de alunecare, dezvoltarea fenomenelor de instabilitate, caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor și condițiile hidrogeologice.

Volumul zidurilor de sprijin se poate anticipa de cca 1/6...1/10 din cel al pământului care trebuie reținut iar adîncimea de fundare, dacă nu există o rocă de bază, de 2...2,5 m sub suprafața de alunecare.

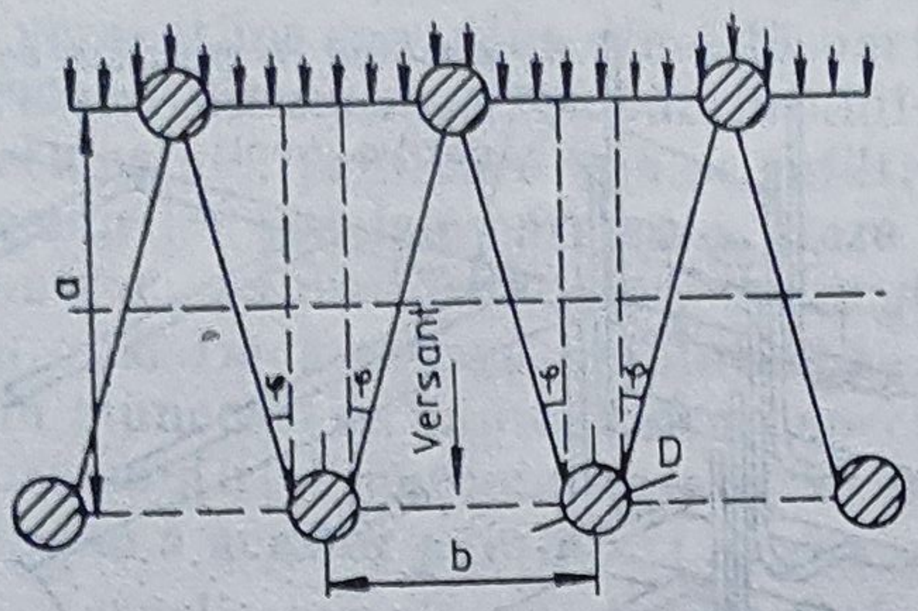


Fig. 11.7 — Schema de dispunere a piloților

În unele cazuri, pentru asigurarea stabilității pămînturilor se utilizează piloții bătuți. Această soluție, după părerea lui Arthur Root este recomandată ca o măsură preventivă, fiind mai puțin eficace în combaterea alunecărilor active. Totuși în practica noastră, această soluție s-a recomandat și la oprirea unor alunecări active, de exemplu a acelora din zona Mîrșa la poalele Făgărașului.

În frecvente cazuri piloții nu prezintă eficacitate din următoarele motive: pămînturile de consistență scăzută se pot scurge în jurul piloților; sub influența presiunii pămînturilor aceștia pot fi încovoiați, smulși sau forfecați. Datorită dificultăților legate de obținerea caracteristicilor pămînturilor aflate în mișcare și a nepreciziei rezultatelor, prevenirea degradărilor este dificilă și în consecință mulți specialiști manifestă rezerve în utilizarea acestei soluții constructive. La pămînturile sensibile degradărilor prin vibrații, baterea piloților nu este permisă.

Maslov ([25]) acordă totuși atenție acestei metode de consolidare în cazul existenței unui plan fix de alunecare aflat la adîncime mică sub suprafața terenului și a unor pămînturi tari în care pot fi încastrați piloții. Pentru a se obține rezultate eficace, piloții trebuie dispuși în mai multe șiruri paralele, așa cum se arată schematic în figura 11.7. Distanța între aceste șiruri este dată de formula:

$$a = \frac{mD\left[H\,\mathrm{tg}^2(45+\Phi/2)+4\frac{c}{\gamma}\,\mathrm{tg}(45+\Phi/2)\right]}{2\,n\,L\,\mathrm{tg}\,(\alpha-\psi_p)} \qquad (11.1)$$

în care:

m este numărul de piloți într-un șir;
L — lungimea șirului;
D — diametrul pilotului;
γ — greutatea volumică a pămîntului;
H — grosimea stratului alunecător;
α — unghiul de înclinare a suprafeței planului alunecător față de orizontală;
n — coeficientul de siguranță;
ψ_p — unghiul de rezistență la alunecare, care este dat de expresia:

$$\mathrm{tg}\,\psi_p = \mathrm{tg}\,\Phi + c/p$$

Φ — unghiul de frecare interioară;
c — coeziunea;
p — presiunea geologică asupra planului de alunecare în punctul considerat ([25]).

Pentru combaterea unor alunecări mai mari, în ultimul timp se utilizează coloanele sau puțurile, care pot fi executate cu forezele de diametre mari de 600...1 200 mm aflate în dotarea unităților de construcții. Elementele

de sprijin respective se pot dispune pe versanţii alunecători după diferite scheme, fiind posibilă şi realizarea unor grupuri de piloţi solidarizaţi cu radier sau grătar. Exemple de soluţii pentru combaterea alunecărilor prin piloţi sau coloane au fost prezentate încă în anul 1971, în cadrul celei de a II-a Conferinţe de Geotehnică şi Fundaţii din Bucureşti (I. Stănculescu).

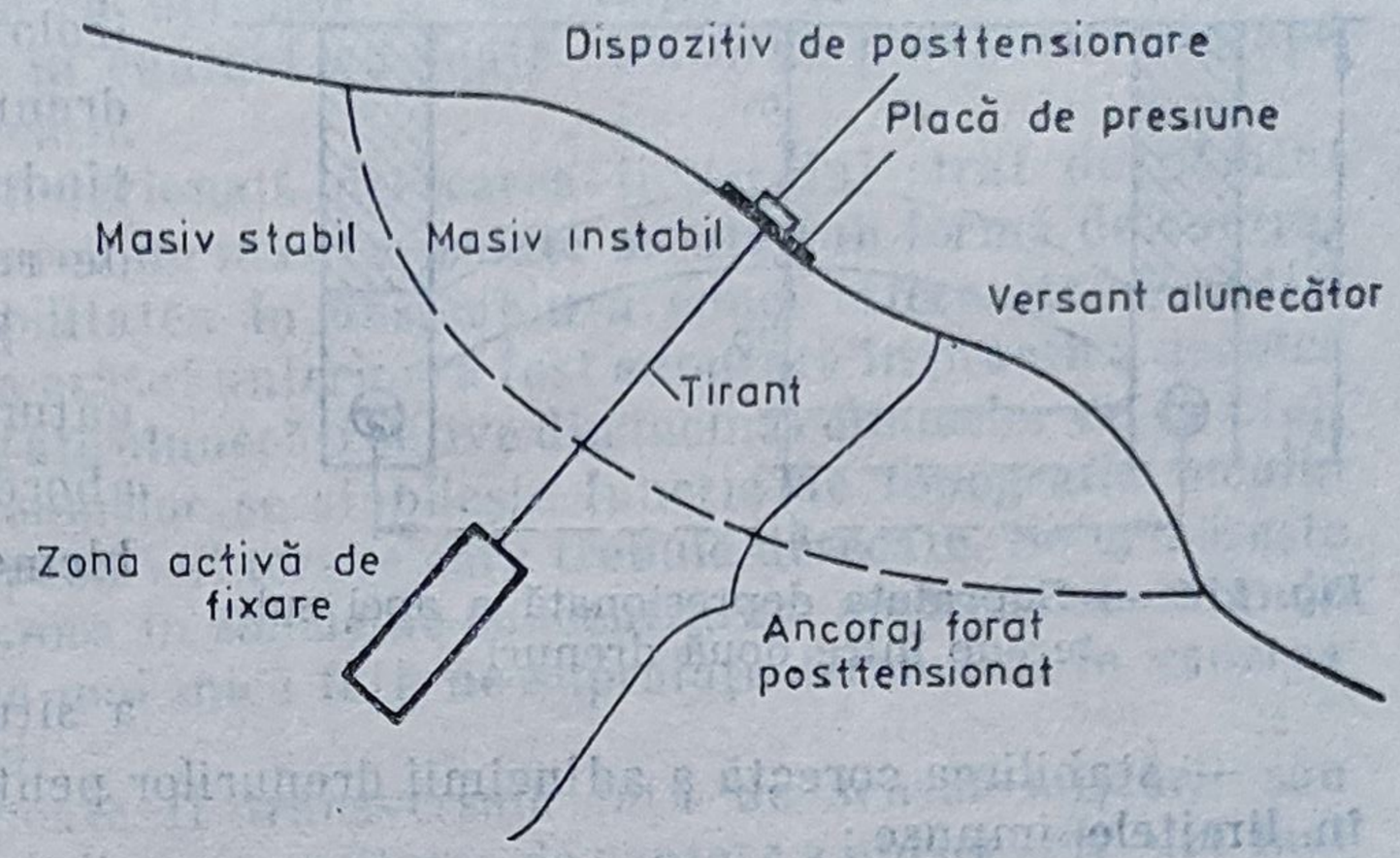


Fig. 11.8 — Schiță de principiu a consolidării prin ancoraje forate (după Bally)

Aceste metode deşi eficiente, datorită costului ridicat nu s-au utilizat pînă în prezent în practica lucrărilor hidroameliorative din ţara noastră.

O răspîndire mare au căpătat în ultimul timp ancorajele forate prezentate schematic în figura 11.8. Lucrarea în principiu simplă, este extrem de complexă, nefiind în condiţiile actuale operabilă la versanţii cu suprafeţe agricole afectaţi de alunecări.

11.2.7. MĂSURILE DE DRENARE

Apa subterană prezintă în linii generale două efecte dăunătoare :

— măreşte greutatea pămîntului şi, în paralel cu presiunea hidrodinamică pe care o creează, favorizează fenomenele de alunecare ;

— micşorează forţele de rezistenţă datorită presiunii hidrostatice din pori.

În paralel, apa poate avea influenţe negative asupra pămînturilor datorită dizolvării sărurilor conţinute în acestea.

Efectul de lubrifiere, urmare a umectării, subliniat de diferiţi cercetători, nu este unanim împărtăşit, datorită faptului că în majoritatea cazurilor apa aflată în mod inevitabil în pămînturi poate exercita totdeauna această influenţă, independent că se găseşte în cantitate mai mare sau mai mică.

Se poate afirma că drenurile constituie metoda cea mai utilizată pentru combaterea alunecărilor. În special drenurile de suprafaţă prezintă eficacitate în multe cazuri, mai ales la combaterea alunecărilor de pe versanţii cu folosinţă agricolă şi ele deseori se pot utiliza în paralel cu alte metode. Datorită costului lor redus faţă de efectele deosebite ce se pot obţine, mai ales în cazul fenomenelor de curgere, utilizarea drenajelor de suprafaţă este deosebit de raţională.

Măsurile de drenare sînt eficace în cazul unor pămînturi nisipoase, prăfoase-nisipoase sau prăfoase-argiloase, caracterizate printr-un coeficient de permeabilitate $k > 1$ m/zi şi dacă straturile respective sînt continui. Utilizarea de drenuri la pămînturi cu un coeficient de permeabilitate $k < 0{,}5 \ldots 1{,}0$ m/zi nu duce la rezultate eficace. Dacă în masa unor pămînturi argiloase straturile nisipoase subţiri purtătoare de apă sînt intercalate într-un mod

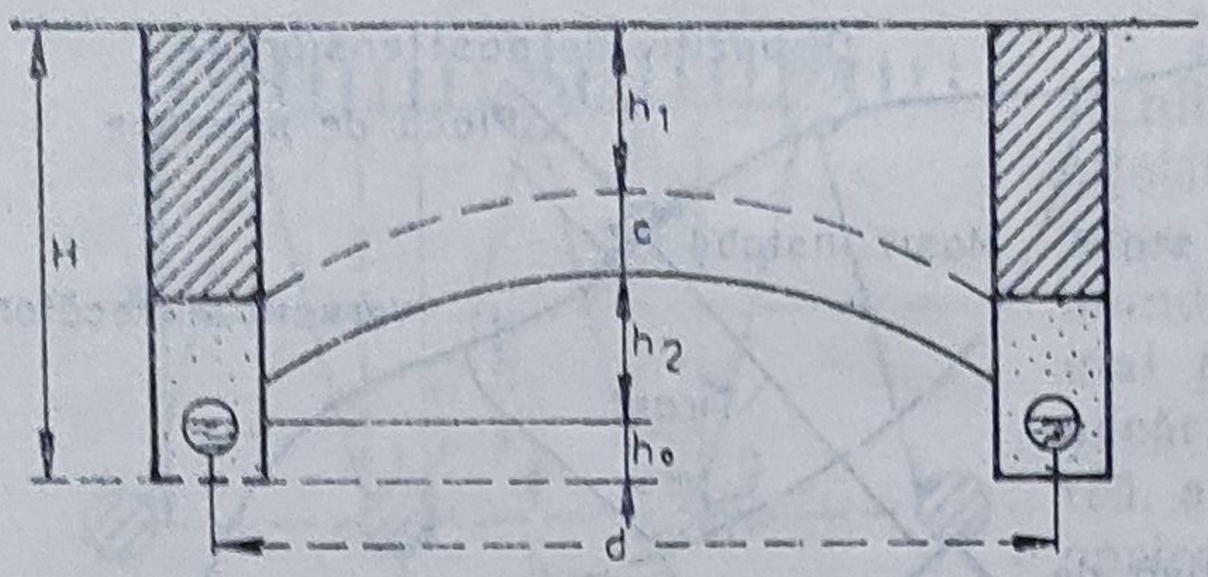


Fig. 11.9 — Suprafața depresionată a apei subterane între două drenuri

izolat și neuniform, aplicarea drenurilor este inutilă, neputîndu-se conta pe obținerea de rezultate pozitive.

Se poate afirma că în legătură cu drenarea se impune abordarea următoarelor probleme mai importante:

— cunoașterea temeinică a situației inginero-geologice;

— stabilirea corectă a adîncimii drenurilor pentru a se asigura desecarea în limitele impuse;

— urmărirea realizării prin drenare a unei mase stabile, care eventual să poată prelua împingerile straturilor învecinate alunecătoare;

— dispunerea judicioasă în plan cu stabilirea corectă a pantelor de scurgere;

— dimensionarea corectă a filtrelor și capacității de evacuare a apei.

Prin studiile inginero-geologice trebuie să se precizeze natura pămînturilor, regimul apelor subterane și sursa acestora, dezvoltarea fenomenelor de alunecare etc. În această privință se vor putea avea în vedere recomandările anterioare de la 7.7.

Adîncimea de drenare se va stabili în primul rînd funcție de criteriul grosimii de uscare urmărită. În mod aproximativ, această grosime, care determină depresionarea apei subterane h_1, se poate stabili cu formula:

$$H = h_1 + c + h_2 + h_0 \qquad (11.2)$$

în care semnificațiile tuturor literelor sînt arătate în figura 11.9 și anume:

H este adîncimea de pozare a drenului;

h_1 — adîncimea minimă a apei depresionată față de suprafața terenului;

c — înălțimea de ascensiune capilară, care la nisipuri este cca 0,2 m, la prafuri nisipoase 0,3 m, iar la prafuri argiloase 0,4 m;

h_2 — săgeata suprafeței depresionate $= d/2 \cdot I_0$ (d fiind distanța dintre drenuri iar I_0 — panta medie a curbei de depresiune ale cărei valori pentru diferite pămînturi sînt date în tabelul 11.1);

h_0 — adîncimea apei în dren, cca 0,3 m.

TABELUL 11.1

VALORILE MEDII ALE CURBEI DE DEPRESIUNE LA DIFERITE PĂMÎNTURI

Pămînt	I_0
Nisipuri grosiere — pietrișuri	0,003...0,005
Nisipuri medii — fine	0,005...0,02
Nisipuri fine prăfoase	0,02 ...0,05
Prafuri argiloase	0,05 ...0,1

Pentru a se evita degradarea drenurilor este recomandabilă coborîrea acestora sub suprafața de alunecare pe o adîncime de minimum 0,5 m. De asemenea, se va urmări pozarea drenurilor sub adîncimea de îngheț pentru

a se asigura condiţii de lucru normale în anotimpul rece. Este important ca masa drenantă să vină în contact cu toate straturile purtătoare de apă din pămîntul supus desecării.

În unele cazuri este neraţională desecarea întregului strat de pămînt mişcător, fiind posibilă crearea de masive izolate uscate sub formă de contraforţi care pot asigura stabilitatea în ansamblu a zonei interesate. O astfel de soluţie, aşa după cum s-a arătat anterior, a fost adoptată în practica noastră la combaterea unor pronunţate alunecări active din incinta clinicelor de la Cluj.

Pozarea în plan a drenurilor se stabileşte funcţie de topografia locului şi harta hidroizohipselor apelor subterane care trebuie desecate. Se urmăreşte în general amplasarea acestora în zonele de concentrare a apelor şi acolo unde acestea apar la o adîncime mai mică faţă de suprafaţa terenului, în vederea evitării de săpături adînci.

Direcţia drenurilor poate fi transversală faţă de sensul mişcării sau paralelă cu acesta. În primul caz capacitatea de captare a apelor este net mai favorabilă, dar în schimb există pericolul secţionării drenurilor în urma desfăşurării alunecărilor. În acest caz drenurile transversale trebuie amplasate în afara perimetrului suprafeţei de teren afectată de alunecări, în amonte la distanţe de cca 25...50 m stabilite funcţie de dinamica desfăşurării fenomenelor de instabilitate.

În funcţie de condiţiile hidrogeologice, topografice şi natura alunecărilor, drenurile longitudinale, paralele cu direcţia predominantă a alunecărilor, se pot amplasa după un singur sau mai multe şiruri. În frecvente cazuri distanţa dintre acestea se cuprinde între 10 şi 20 m, fiind recomandabilă evaluarea acesteia cu ajutorul formulei 11.2, funcţie de adîncimea la care trebuie coborîtă apa subterană.

F r o l o v menţionează că pantele în sens longitudinal ale drenurilor se cuprind în majoritatea cazurilor între următoarele limite:

— drenuri deschise-vizitabile cu pat din beton, panta minimă $1^0/_{00}$ şi maximă 250 $^0/_{00}$;

— drenuri cu spaţiu liber pentru curgerea apei greu vizibile, cu pat din beton sau tubulare, pantă minimă 2...$3^0/_{00}$ şi maximă 150 $^0/_{00}$;

— drenuri filtrante cu pat din beton sau piatră, pantă minimă $5^0/_{00}$ şi maximă $100^0/_{00}$;

— drenuri filtrante fără pat amenajat, panta minimă $10^0/_{00}$ şi maximă $75^0/_{00}$.

Pentru respectarea acestor pante se impune în unele cazuri prevederea în lungul drenurilor a unor praguri corespunzătoare.

Criteriile privind stabilirea materialului filtrant sînt prezentate la 6.5.

Pentru aprecierea debitului Q a apelor captate se vor avea în vedere indicaţiile de la capitolul 16.

Secţiunea de scurgere a apei se determină cu formula:

$$S = \frac{Q}{v} \qquad (11.3)$$

în care:

Q este debitul, iar v viteza apei din dren, stabilită funcţie de pantă şi raza hidraulică. Pentru a se evita o acţiune de eroziune a apei curgătoare, viteza maximă din drenuri se limitează de obicei la 1 m/s.

În vederea unei acţiuni de uscare mai intensive, drenurile longitudinale se unesc în unele cazuri prin tranşee drenante sub formă de arcade sau se

completează cu drenuri ramificate în formă de spic. Acestea au posibilitatea interceptării apei pe un front mai larg și în același timp constituie elemente de rezistență în masa pămîntului instabil. Sistemele drenante respective se utilizează mai ales la tratarea taluzurilor inundate instabile în partea superioară, de unde provine afluxul apei.

În cazul unor lucrări de desecare desfășurate pe un front mai larg, este importantă mecanizarea lucrărilor respective. Pentru adîncimi maxime ale tranșeelor cuprinse între 3,5...7 m și săpături sub nivelul apei de cca 1 m, I.C.H. a elaborat cîteva tehnologii ținînd seama de utilajele avute la dispoziția unităților de execuție: excavatoarele din producția internă: E-0,4; E-0,6; S-401, buldozere pe șenile, dispozitive pentru pozat foliile de polietilenă etc. Fazele de execuție sînt în flux continuu: pregătirea terenului, excavarea pămîntului și amenajarea drenurilor pînă la astuparea acestora cu pămînt. După cum susține B a l l y, tehnologia respectivă, caracterizată printr-un cost redus și productivitate mare, este recomandabilă în cazul unor tranșee drenante cuprinse între 3 și 4 m prevăzute a se executa pentru stabilizarea alunecărilor de pe mari suprafețe agricole ([4]). În această situație, este indicat ca metoda respectivă să fie luată în considerare la lucrările de îmbunătățiri funciare, sub rezerva că este eficientă din punct de vedere economic.

Șanțurile drenante deschise sînt, de asemenea, folositoare în practica lucrărilor agricole. Acestea sînt recomandate, în paralel cu lucrări de nivelare a terenului, în vederea asigurării scurgerii rapide a apelor subterane și în majoritatea cazurilor trebuie aplicate etapizat funcție de situația efectiv creată prin desfășurarea fenomenelor de instabilitate. În paralel se impun și lucrări de întreținere curentă pentru curățirea și reprofilarea șanțurilor astfel ca să fie asigurată scurgerea apelor. Deși efectul măsurilor respective este deseori întîrziat, aplicarea lor în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare este motivată de simplitatea soluției și costul redus.

În unele cazuri, șanțurile deschise pe anumite tronsoane, se impermeabilizează pentru a se preveni infiltrațiile de apă în pămînt. În situația surpărilor frecvente, pe fundul șanțurilor se pot prevedea conducte, în vederea asigurării evacuării permanente a apelor.

În paralel cu șanțurile drenante, se impune cîteodată executarea de drenuri verticale sub formă de foraje, prin care să se asigure captarea apei din straturile nisipoase intercalate în masa unor pămînturi argiloase.

Pentru captarea apelor situate la adîncimi mari față de suprafața terenului, în ultimul timp se utilizează galeriile drenante și forajele drenante. Soluții de consolidare corespunzătoare, bazate pe utilizarea drenurilor orizontale forate în țara noastră, au fost prezentate încă în anul 1971 de I. S t ă n c u l e s c u la cea de a II-a Conferință de Geotehnică și Fundații. Acestea se realizează de obicei prin tuburi metalice sau din materiale plastice șlițuite, avînd diametrul obișnuit de cca 2″, care se introduc în găuri forate de 3...4″, executate la pante cuprinse în majoritate între 5...25%. Lungimile curente ale forajelor sînt pînă la 30...40 m, dar există cazuri de 60...100 m și chiar mai mult. Principalele avantaje ale drenurilor orizontale sînt costul redus, evitarea săpăturilor voluminoase, costisitoare, precum și posibilitatea execuției în diferite condiții topografice și geologice.

Față de avantajele evidente menționate, I.C.H. s-a orientat spre realizarea unei foreze, pentru drenuri orizontale forate, cu utilaje fabricate în țară, care să poată lucra în pămînturi alunecătoare ([4]).

11.2.8. UTILIZAREA EXPLOZIILOR

Un alt procedeu de combatere a fenomenelor de instabilitate a pămînturilor, controversat între specialişti, constă în producerea de explozii. Unii ingineri consideră că efectele pozitive obţinute prin aplicarea acestui procedeu sînt de scurtă durată, faţă de alţii care se bazează pe rezultatele pozitive obţinute la o serie de lucrări cu durată de funcţionare mai îndelungată.

Concluziile specialiştilor în privinţa utilizării acestui procedeu sînt următoarele :

1. Exploziile produc condiţii mai bune de drenare sub suprafaţa de alunecare şi în consecinţă coboară pînza de apă subterană, reducînd astfel presiunea hidrostatică asupra masei alunecătoare.

2. Prin reaşezarea granulelor pămîntului datorită exploziilor în zona planului de alunecare şi îndepărtarea eventual a unei părţi din masa stratului instabil, se măresc forţele de rezistenţă şi se micşorează cele active care tind să producă alunecarea.

3. În urma exploziilor se poate produce o tasare a suprafeţei terenului şi în consecinţă o compactare a pămîntului.

4. Pentru a exista şanse de reuşită în urma utilizării acestui procedeu, este necesară prezenţa unui pămînt tare sub masa stratului alunecător.

5. Procedeul prin explozii nu este aplicabil în cazul unor grosimi de straturi ale pămînturilor alunecătoare mai mari de 7 . . . 13 m.

Unele obiecţii se referă la : a) micşorarea cu timpul a capacităţii de drenare, datorită colmatării golurilor prin granule fine de pămînt ; b) vibraţiile ce se nasc ; c) pericolele create asupra construcţiilor învecinate.

Dificultatea cea mai mare în cazul aplicării acestei metode se referă la aprecierea timpului cît se menţin condiţiile favorabile create prin explozii.

Avantajul principal al acestui procedeu constă în costul său redus ([25]).

11.2.9. ASPECTE REFERITOARE LA AMENAJAREA VERSANŢILOR INSTABILI ACOPERIŢI CU SUPRAFEŢE AGRICOLE

Abordarea problemelor privind prevenirea şi combaterea fenomenelor de instabilitate în cazul versanţilor cu suprafeţe agricole poartă amprenta costului limitat disponibil pentru aceste lucrări. În această situaţie, dacă în zonă nu există obiective mai importante necesare de apărat, se prevăd măsuri cît mai ieftine, din care cauză este posibilă numai îmbunătăţirea condiţiilor de stabilitate, fără a se obţine o rezolvare integrală a problemelor. Rezultatele obţinute trebuie urmărite şi în caz pozitiv lucrările aplicate iniţial trebuie întreţinute în vederea menţinerii funcţionalităţii lor. Pe parcurs, măsurile de combatere a instabilităţii vor putea fi extinse pînă la rezolvarea într-un mod satisfăcător a situaţiei.

În mod mai frecvent măsurile mai importante care pot fi aplicate la prevenirea şi combaterea instabilităţii versanţilor cu suprafeţe agricole sînt următoarele : asigurarea scurgerii apelor din zonă prin nivelarea suprafeţei terenului, captarea izvoarelor, executarea de şanţuri, astuparea crăpăturilor etc., apărarea malurilor contra acţiunii de eroziune a apelor curgătoare sau stătătoare, acoperirea cu straturi vegetale în vederea opririi degradării pămînturilor din suprafaţă, plantarea de arbuşti şi împăduririle. De la caz la caz pot fi avute în vedere şi alte procedee arătate anterior dacă se justifică din punct de vedere tehnico-economic.

11.2.10. ENUMERAREA PRINCIPALELOR LUCRĂRI DIN CADRUL MĂSURILOR DE COMBATERE A INSTABILITĂȚII VERSANȚILOR ȘI TALUZURILOR

A. Apărarea malurilor :
— pereerea malurilor apelor curgătoare de la baza versanților ;
— îndepărtarea apelor curgătoare mici din zonele periclitate ;
— consolidarea albiei ;
— regularizarea cursurilor de apă mai mari.

B. Captarea, drenarea, evacuarea apelor :
— nivelarea suprafeței terenurilor ;
— astuparea fisurilor cu pământuri argiloase ;
— acoperirea suprafeței terenului cu straturi protectoare ;
— captarea izvoarelor ;
— îndiguirea ;
— executarea unor șanțuri de gardă, de desecare, de evacuare a apelor ;
— drenarea prin straturi filtrante, foraje etc. ;
— oprirea infiltrațiilor de apă prin diferite ecrane executate în pământ.

C. Lucrări de rambleere :
— îndepărtarea pământurilor alunecătoare-degradate ;
— îndulcirea taluzurilor ;
— executarea de umpluturi la baza taluzurilor ;
— decapări în zona activă.

D. Consolidarea mecanică și artificială a pământurilor din taluzuri și versanți ;
— baterea de piloți ;
— executarea de coloane ;
— diferite injecții.

E. Sprijinirea pământurilor :
— executarea zidurilor de sprijin ;
— prevederea de platforme din pământ, umpluturi de piatră, pământ armat etc ;
— realizarea unor coloane din beton armat.

F. Acoperirea taluzurilor prin straturi de protecție :
— așternerea de straturi superficiale din nisip, pietriș, bolovăniș ;
— pereerea, pavarea ;
— acoperirea cu straturi asfaltice, torcretarea ;
— protejarea suprafeței terenului prin fascine.

G. Utilizarea vegetației :
— acoperirea cu straturi vegetale-brazde sau iarbă pentru oprirea eroziunii superficiale și preîntîmpinarea înmuierii pământurilor argiloase etc. ;
— plantarea de arbuști sau împăduriri în vederea opririi acțiunii de eroziune a pământurilor și consolidarea acestora prin rădăcini.

H. Asigurarea stabilității construcțiilor amplasate în zone alunecătoare prin procedee de fundare și ramforsări corespunzătoare :
— fundarea pe pământuri stabile după îndepărtarea straturilor superficiale afectate prin alunecări ;
— ramforsarea construcțiilor prin centuri de beton armat ;
— adoptarea unor sisteme de construcții din beton armat bine rigidizate.

12. CONSIDERAȚII GEOTEHNICE ÎN LEGĂTURĂ CU AMENAJAREA FUNDAȚIILOR

12.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Pentru recomandarea celui mai indicat sistem de fundare trebuie să se țină seama de o serie de factori, dintre care s-ar putea menționa următorii mai importanți :

a. Situația geologică, datele hidrogeologice privind nivelul apelor subterane, regimul acestora, chimismul, permeabilitatea straturilor, caracteristicile geotehnice dintre care prevalează rezistența și compresibilitatea pămînturilor din zona activă.

b. Caracteristicile generale ale construcției proiectate, inclusiv adîncimea de funcționalitate impusă.

c. Condițiile de execuție.

d. Experiența dobîndită la executarea de construcții similare în trecut, amplasate în aceleași condiții inginero-geologice etc.

12.2. FUNDAȚIILE DE SUPRAFAȚĂ

Fundațiile de suprafață se adoptă la construcțiile care din punct de vedere funcțional nu trebuie coborîte la o adîncime mai mare sub suprafața terenului și atunci cînd condițiile inginero-geologice permit abordarea acestui sistem constructiv.

În eventualitatea efectuării de excavații sub nivelul apelor subterane, se impun aprecieri corespunzătoare juste pentru a se evita mari greutăți la execuție.

Epuismentele directe se admit la pămînturi coezive și cele grosiere neafuiabile, debitele de apă urmînd a fi apreciate după metodele arătate la 16.2.

Pantele taluzurilor la săpăturile uscate pentru fundații se pot lua conform datelor din tabelul 12.1 ([40]).

TABELUL 12.1

TALUZURILE SĂPĂTURILOR DE FUNDAȚIE

Natura pămînturilor	Cotangenta unghiului taluzului pentru adîncimile :		
	1,5 m	3 m	5 m
Umpluturi	0,67	1	1,25
Nisipuri sau nisipuri cu pietrișuri	0,5	1	1
Prafuri nisipoase	0,25	0,67	0,85
Prafuri argiloase	0	0,5	0,75
Argile	0	0,25	0,5
Loessuri	0	0,5	0,5

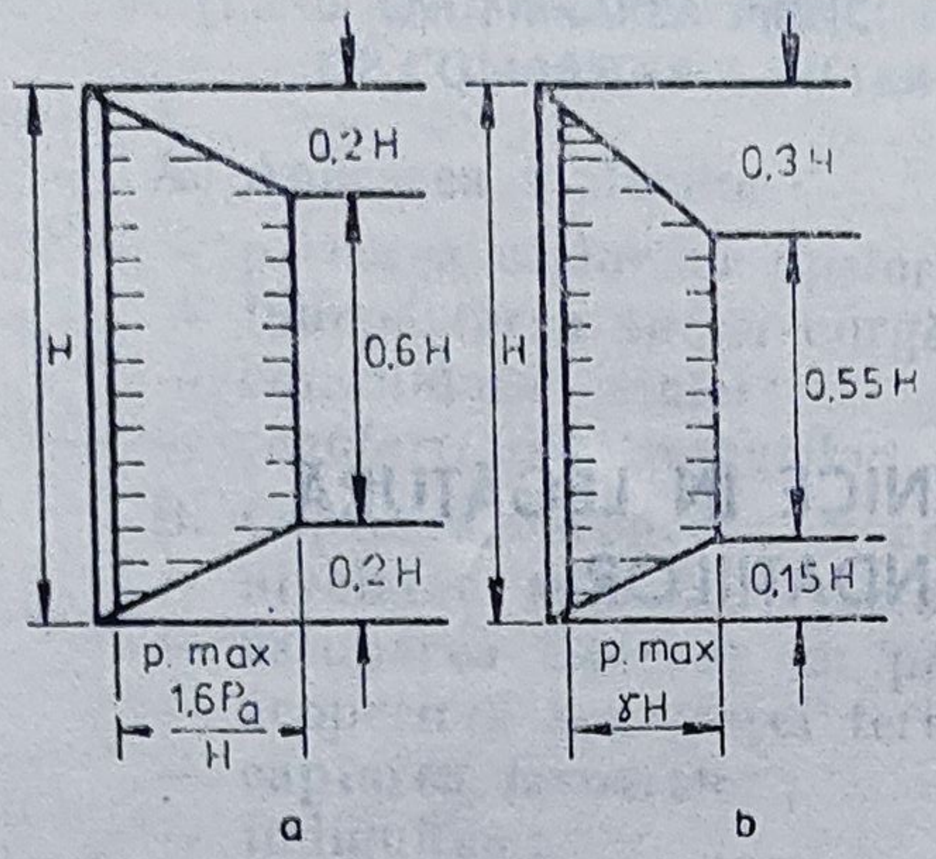


Fig. 12.1 — Epura presiunii pământului propusă de Terzaghi și Peck pentru calculul sprijinirilor la excavații :
a — nisipuri ; *b* — argile moi

Adoptarea acestor pante este condiționată de o execuție rapidă fără întreruperi. În situația unor pământuri coezive cu consistențe mai reduse, se impune adoptarea de taluzuri provizorii mai dulci față de cele arătate, care vor fi recomandate de la caz la caz de geotehnicieni. La pământurile pronunțat compactate, de exemplu, printr-un trafic îndelungat în zona unui drum, proiectarea excavațiilor se va face, de asemenea, în funcție de un aviz geotehnic special.

Săpăturile mai adînci de cca 5...6 m se realizează deseori sprijinite, la calculul elementelor de susținere putîndu-se avea în vedere epurele de presiuni ale pământului, arătate în figura 12.1.

Semnificația lui P_a din figura 12.1 este împingerea activă totală calculată în conformitate cu recomandările de la capitolul 9, iar γ și c, greutatea volumică și respectiv coeziunea medie a argilei.

Diagramele din figura 12.1 s-au apreciat în situația pământurilor uscate și drenate, astfel că acțiunea eventualelor ape subterane trebuie considerată suplimentar. Epura presiunii apei are forma obișnuită triunghiulară și în zona acesteia greutatea volumică se reduce datorită acțiunii cunoscute de subpresiune.

În majoritatea cazurilor, în imediata vecinătate a excavațiilor mai adînci sprijinite, se constată un început de cedare a pământului prin tasarea suprafeței terenului și tendința de refulare a fundului excavațiilor. Adîncimea critică a excavațiilor sprijinite, prin depășirea căreia se creează pericolul refulării patului săpat, stabilită de Bjerrum și Eide, este dată de expresia :

$$H_{crit} = \frac{N_c \cdot s}{\gamma} \tag{12.1}$$

coeficientul de siguranță la refulare fiind :

$$F = \frac{N_c \cdot s}{\gamma \cdot H + P} \tag{12.2}$$

în care : N_c este un coeficient care depinde de forma și dimensiunile excavației și se determină cu ajutorul graficului din figura 12.2 ;
s — rezistența la forfecare nedrenată în zona imediat învecinată cu baza excavației ;
γ — greutatea volumică a pământului ;
H — adîncimea săpăturii ;
P — încărcarea pe suprafața terenului ([40]).

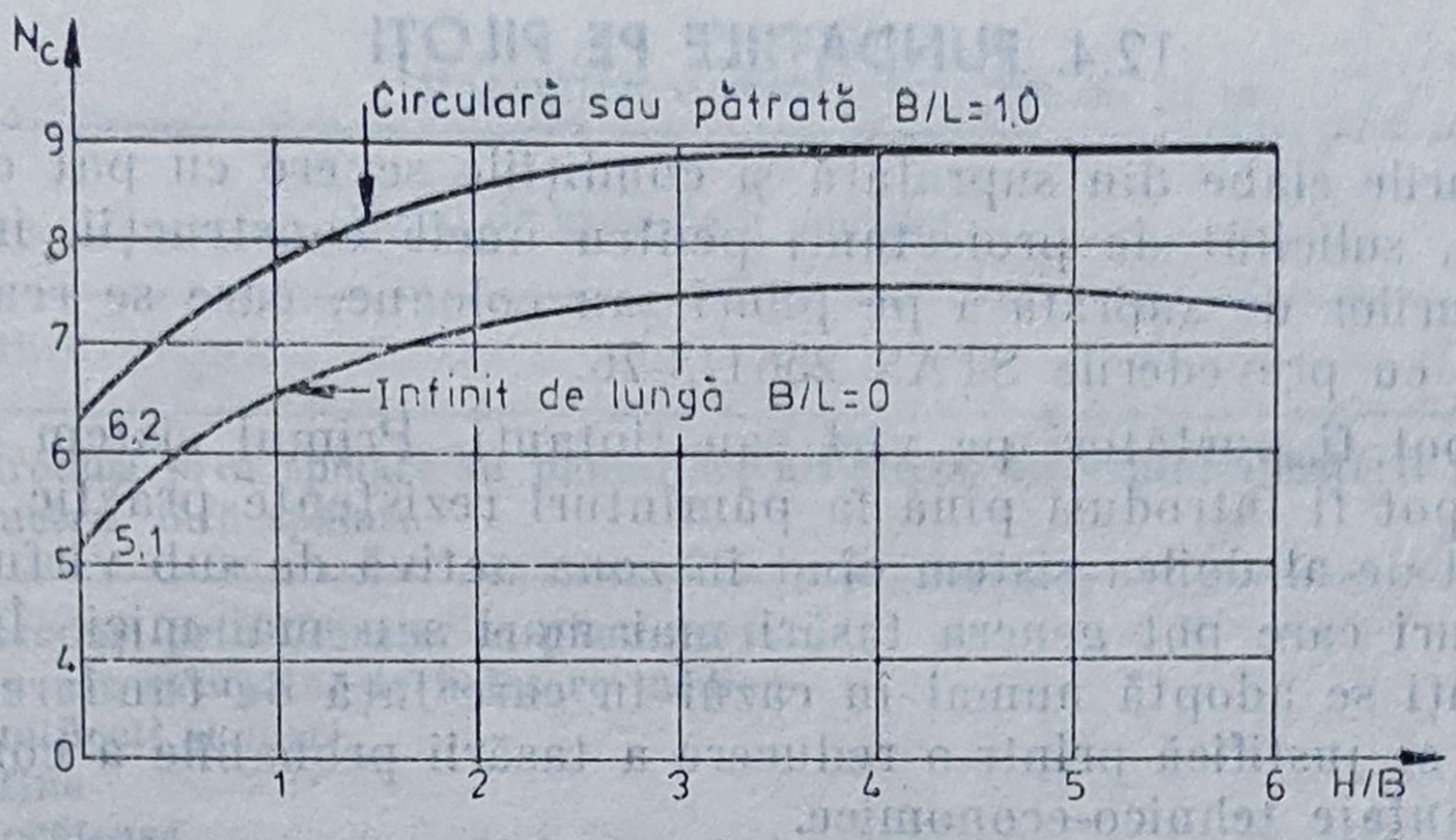


Fig. 12.2 — Grafic pentru determinarea coeficientului N_c

Pentru excavații dreptunghiulare cu raportul laturilor L/B diferit de 1 :

$$N_c = \left(0{,}84 + 0{,}16\,\frac{B}{L}\right) \cdot N_{cp} \qquad (12.3)$$

în care : N_{cp} este coeficientul corespunzător unei fundații cu o suprafață pătrată, determinată cu ajutorul graficului din figura 12.2.

La adîncimea de fundare adoptată, nu trebuie să se resimtă variațiile sezoniere de uscăciune-umiditate și cele de îngheț-dezgheț, discutate la 6.6. În general se admite fundarea zidurilor exterioare ale construcțiilor cu subsoluri neîncălzite la minimum 0,5 m. Fundațiile zidurilor interioare și ale stîlpilor interiori trebuie coborîte la cel puțin 0,5 m sub nivelul pardoselii. La pămînturile argiloase cu contracții mari, se va ține seama de recomandările din capitolul 14. În cazul amplasării construcțiilor în zona cursurilor de apă, fundațiile trebuie așezate cu 2,0. . .2,5 m sub limita maximă de afluiere posibilă.

La alegerea tipului de fundație de suprafață, intervin factori care se referă la asigurarea unei bune comportări în exploatarea construcției proiectate și la economicitatea lucrărilor.

În situația unor încărcări mari și a unor terenuri nefavorabile, sînt de preferat fundațiile rigidizate prin beton armat față de cele din beton simplu sau piatră. Fundațiile din beton armat au volum relativ redus și sînt posibile de realizat cu lățimi mari. Fundațiile din beton armat, sub formă de tălpi continue pe o direcție sau încrucișate, ca și radierele generale sînt indicate în cazul unor pămînturi de fundații cu o capacitate portantă redusă.

Stabilirea capacității portante a pămînturilor de fundație se face după recomandările de la capitolul 8.

12.3. CHESOANELE DESCHISE ȘI CU AER COMPRIMAT

Necesitățile de funcționare impun în unele cazuri construcții, cum sînt stațiile de pompare, cu adîncimi pînă la 10. . .15 m, care în condițiile de lunci cu pămînturi curgătoare sau afuiabile, trebuie realizate în sistem cheson deschis sau cu aer comprimat. Recomandările mai importante în legătură cu realizarea acestor construcții, astfel ca să fie evitate greutățile legate de săpăturile adînci sub nivelul apei subterane, sînt arătate la 16.2.

12.4. FUNDAȚIILE PE PILOȚI

Pămînturile slabe din suprafață și condițiile severe cu pat de fundare nedeformabil, solicitat de proiectanți pentru unele construcții, impun așezarea structurilor de suprafață pe piloți sau coloane, care se realizează în conformitate cu prevederile STAS 2561/3-76.

Piloții pot fi purtători pe vîrf sau flotanți. Primul sistem se adoptă cînd piloții pot fi introduși pînă la pămînturi rezistente practic incompresibile, iar cel de al doilea sistem cînd în zona activă de sub vîrful piloților există terenuri care pot genera tasări mai mari sau mai mici. În general, piloții flotanți se adoptă numai în cazul în care față de fundarea directă, acest sistem se justifică printr-o reducere a tasării probabile a construcției, sau prin avantaje tehnico-economice.

Capacitatea portantă a piloților purtători pe vîrf se calculează cu relația :

$$R = k \cdot m \cdot R^n \cdot A, \text{ kN} \qquad (12.4)$$

în care : k este coeficientul de omogenitate, egal cu $k = 0{,}7$ pentru piloți prefabricați ; $k = 0{,}5$ pentru piloți executați pe loc ;
m — coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 1 ;
A — suprafața de rezemare pe vîrf a pilotului, în m² ;
R^n — rezistența normată a terenului sub vîrful pilotului, în kPa, dată în tabelul 12.2. și 12.4.

Capacitatea portantă la compresiune a unui pilot flotant prefabricat se calculează cu relația :

$$R = k(m_1 \cdot R^n \cdot A + m_2 \cdot u \cdot \Sigma f_i^n \cdot l_i), \text{ kN} \qquad (12.5)$$

în care : k este 0,7 ;
m_1 și m_2 — coeficienții condițiilor de lucru dați în tabelul 12.3 ;
A — aria secțiunii la vîrf a pilotului, în m² ;
u — perimetrul secțiunii transversale a pilotului, în m ;
R^n — rezistența normată a pămîntului sub vîrful pilotului, dată de tabelele 12.2 și 12.4 ;
f_i^n — rezistența normată pe suprafața laterală a pilotului în dreptul stratului i conform tabelului 12.5 ;
l_i — lungimea pilotului în contact cu stratul „i“, în m.

TABELUL 12.2

REZISTENȚA NORMATĂ R^n A PĂMÎNTURILOR NISIPOASE SUB VÎRFUL PILOȚILOR, ÎN kPa

Adîncimea de înfigere, m	Pămînturi necoezive cu îndesare medie				Nisip prăfos
	Pietriș	Nisipuri			
		mari	mediu	fine	
7	9 700	6 900	3 300	2 200	1 400
10	10 500	7 300	3 500	2 400	1 500
15	11 700	7 500	3 700	2 800	1 600
20	12 600	8 200	4 000	3 100	1 700
25	13 400	8 800	5 000	3 400	1 800
30	14 200	9 400	5 500	3 700	1 900
35	15 000	10 000	6 000	4 000	2 000

TABELUL 12.3

VALORILE COEFICIENȚILOR m_1 ȘI m_2

Modul de execuție a pilotului	m_1	m_2
Piloți bătuți	1,0	1,0
Piloți introduși prin spălare în pămînturi nisipoase, cu condiția baterii pe ultimul metru, fără spălare	1,0	0,9
Piloți introduși prin vibrare, în pămînturi:		
a) nisipoase saturate, de îndesare medie:		
— mijlocii și mari	1,2	1,0
— fine	1,1	1,0
— prăfoase	1,0	1,0
b) argiloase cu indicele de consistență $0,5 < I_c < 1$:		
— prafuri nisipoase	0,9	0,9
— argile nisipoase sau prăfoase	0,8	0,9
— argile	0,7	0,9
c) argiloase cu indicele de consistență $I_c > 1$	1,0	1,0

TABELUL 12.4

REZISTENȚA NORMATĂ R^n A PĂMÎNTURILOR ARGILOASE SUB VÎRFUL PILOTULUI, ÎN kPa

Adîncimea medie a stratului, h, m	Pămînturi coezive cu I_c						
	$\geqslant 0,10$	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
7	9 700	6 900	4 300	3 300	2 200	1 400	850
10	10 500	7 300	5 000	3 500	2 400	1 500	900
15	11 700	7 500	5 600	4 000	2 800	1 600	1 000
20	12 600	8 200	6 200	4 500	3 100	1 700	1 100
25	13 400	8 800	6 800	5 000	3 400	1 800	1 200
30	14 200	9 400	7 400	5 500	3 700	1 900	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 000	2 000	1 400

TABELUL 12.5

REZISTENȚA NORMATĂ f_n PE SUPRAFAȚA LATERALĂ A PILOȚILOR, ÎN kPa

Adîncimea medie a stratului (h), m	Pămînturi necoezive		
	mari și medii	fine	prăfoase
7	60	43	32
10	65	46	34
15	72	51	38
20	79	56	41
25	86	61	44
30	93	66	47
35	100	70	50

Adîncimea medie a stratului (h), m	Pămînturi coezive cu I_c					
	$\geqslant 0,8$	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
7	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	32	18	—
30	93	66	44	34	20	—
35	100	70	50	36	22	—

Observații la tabelele 12.2, 12.4 și 12.5.

1. Pentru valorile intermediare ale adîncimilor și consistenței, R^n și f^n se interpolează liniar.

2. Valorile R^n pot fi folosite cu condiția ca adîncimea vîrfului pilotului în terenul stabil să fie de cel puțin 3 m.

3. Valorile h se adoptă pentru adîncimile medii, corespunzătoare distanței de la mijlocul grosimii stratului „i" pînă la suprafața terenului. În cazul unor straturi cu grosimi mai mari de 2 m, determinarea valorilor l_i se face prin împărțirea în orizonturi cu grosimea de maximum 2 m.

4. Dacă în limitele lungimii pilotului există o intercalație de pămînt puternic compresibil, de consistență redusă (turbă, mîl etc.), de cel puțin 30 cm grosime, iar suprafața terenului urmează a fi încărcată cu o umplutură de pămînt sau din alte materiale, rezistența pămîntului situat deasupra stratului de turbă se ia astfel:

— cînd umpluturile au pînă la 2 m înălțime: pentru stratul puternic compresibil și pentru umplutura de pămînt $f^n = 0$, iar pentru straturile de pămînt natural, f_n are valorile din tabel, cu semnul pozitiv;

— cînd umpluturile au între 2 și 5 m înălțime: pentru pămînturile naturale, inclusiv umplutura de pămînt f^n se ia cu 40% din valorile din tabelul 12.5. luate cu semn negativ, iar pentru stratul compresibil $f^n = -5$ kPa;

— cînd umpluturile au peste 5 m înălțime: pentru pămînturile naturale, inclusiv umplutura de pămînt, f^n se ia egal cu valorile din tabel cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil $f^n = -5$ kPa.

5. Dacă pilotul străbate umpluturi recente, în curs de consolidare, cu grosimi mai mari de 5 m, valorile f^n din tabel — corespunzătoare tipului de pămînt predominant în umplutură, se vor lua cu semn negativ.

6. Valorile R^n și f^n din tabelul 12.2 și 12.4 indicate în STAS 2561/3-76, conform prevederilor unor normative străine (SNIP IIB 5-67) se pot majora cu 30%, în cazul pămînturilor nisipoase, ceea ce în funcție de practica noastră pare rațional.

Capacitatea portantă la compresiune a unui pilot flotant, executat pe loc, se calculează cu relația:

$$R = k(m_3 \cdot R^n \cdot A + m_4 \cdot u\Sigma f_i^n \cdot l_i), \text{ kN} \qquad (12.6)$$

în care: k, A, u, f_i^n, l_i au semnificațiile din formula 12.5 și tabelul 12.5;

m_3 și m_4 — coeficienții condițiilor de lucru dați în tabelele 12.6, *a* și 12.6, *b*;

R^n — rezistența normată a pămîntului sub nivelul vîrfului pilotului; se ia după cum urmează:

— pentru piloții de îndesare (executați prin batere sau vibroîndesare) valori corespunzătoare tabelului 12.4;

— pentru piloții de dizlocuire, care se reazemă pe pămînturi coezive, valori corespunzătoare tabelului 12.7, funcție de indicele de consistență I_c al pămîntului de sub baza pilotului cu condiția asigurării pătrunderii acestuia în stratul respectiv pe o adîncime egală cu cel puțin diametrul pilotului sau al bulbului.

TABELUL 12.6, d

VALORILE COEFICIENTULUI m_3

Tehnologia de betonare a pilotului	m_3
Betonare în uscat sau sub apă	1,0
Betonare sub noroi	0,8

TABELUL 12,6, b

VALORILE COEFICIENTULUI m_4

Modul de execuţie a pilotului	m_4 pentru :	
	pămînturi necoezive	pămînturi coezive
Pilot cu mantaua introdusă prin batere şi betonul compactat prin vibrare	0,7	0,6
Pilot cu mantaua introdusă prin batere şi betonul compactat prin batere	1,0	1,0
Pilot executat prin vibropresare	1,0	1,0
Pilot forat de orice alt tip	0,6	0,5

TABELUL 12.7

VALORILE R^n LA PILOŢII DE DISLOCUIRE

Adîncimea bazei pilotului, m	I_c			
	⩾ 1,0	0,5	0,6	0,4
	R^n(kPa)			
3	600	500	350	250
5	750	600	450	350
10	1 100	900	750	600
20	1 800	1 600	1 350	1 050

Observaţii la tabelul 12.7 :

— pentru valorile intermediare ale lui I_c şi ale adîncimii, valorile R^n rezultă prin interpolare ;

— pentru piloţii de dislocuire care reazemă pe straturi necoezive, valoarea R^n se calculează cu relaţia :

$$R^n = \alpha \cdot (\gamma \cdot d_b \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D_e \cdot N_q),\ \text{kPa} \qquad (12.7)$$

în care : α — este coeficient dat de tabelul 12.8, în funcţie de gradul de îndesare I_D al pămîntului de la baza pilotului ;

γ — greutatea volumică a pămîntului de sub baza pilotului, în kN/m³ ;

γ_1 — valoarea medie ponderată, prin grosimile diferitelor straturi, a greutăţilor volumice ale straturilor străbătute de pilot, în kN/m³ ;

d_b — diametrul pilotului la nivelul bazei, în m ;

D_e — fişa de calcul a pilotului, în m, care se stabileşte astfel :

— dacă $D \geqslant nd_b$ se consideră $D_e = n\,d_b$;

— dacă $D < nd_b$ se consideră $D_e = D$;

D — fişa reală a pilotului (adîncimea la care se găseşte baza pilotului măsurată de la nivelul terenului natural) ;

n — coeficient în funcţie de gradul de îndesare I_D al pămîntului de la baza pilotului, conform tabelului 12.8 ;

N_γ, N_q — factori de capacitate portantă, daţi la tabelul 12.9, în funcţie de valoarea normată (medie) a unghiului de frecare interioară (Φ^n) al stratului de la baza pilotului.

Cînd deasupra stratului de pămînt necoeziv în care pătrunde baza pilotului, se află un strat de umplutură recentă, necompactată, pămînt coeziv plastic moale curgător, sau un strat de turbă, drept fișă se va considera doar adîncimea pe care pilotul pătrunde în stratul portant, iar la expresia R^n definită prin relația 12.7 se va adăuga termenul $\gamma_2 \cdot h$, în care :

γ_2 este greutatea volumică a stratului slab, în kN/m^3 ;
h — grosimea acelui strat, în m.

TABELUL 12.8

VALORILE COEFICIENȚILOR α ȘI n

Grad de îndesare I_D	α	n
0 ...0,33	0,5	10
0,34...0,66	0,4	15
0,67...1	0,3	20

TABELUL 12.9

VALORILE COEFICIENȚILOR N_γ ȘI N_q

$\varnothing^n$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
$N\gamma$	0,5	12,6	17,3	24,4	36,4	48,6	71,3	102,0
Nq	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

Pentru determinarea tasărilor fundațiilor cu piloți flotanți se face „substituirea ipotetică“ a acestora, cu fundații „convenționale“, situate la baza piloților și avînd suprafața în plan :

$$L' = L + 2 \cdot r_0 ; \; B' = B + 2 \cdot r_0. \qquad (12.8)$$

Calculul tasărilor pentru aceste fundații „convenționale“ se face în modul obișnuit arătat la capitolul 15, iar valorile determinate vor fi tasărite fundațiilor reale cu piloți flotanți.

Semnificația literelor din formula 12.8 este :

L', B' este lungimea, respectiv lățimea fundației convenționale, în m ;
L, B — lungimea, respectiv lățimea fundației, în m ;
r_0 — raza de influență a pilotului, avînd expresia : $r_0 = l_i \cdot \operatorname{tg} \varepsilon_i$ în care l_i este grosimea stratului „i“ prin care trece pilotul, iar valorile ε_i, respectiv $\operatorname{tg} \varepsilon_i$ sînt date în tabelul 12.10.

TABELUL 12.10

VALORILE ε_i și $\operatorname{tg} \varepsilon_i$

Denumirea pămîntului	ε_i	$\operatorname{tg} \varepsilon_i$
Nisip îndesat	7°	0,125
Nisip de îndesare medie	6°	0,105
Nisip afînat	5°	0,087
Nisip prăfos, funcție de îndesare	5...6°	0,087...0,105
Argilă prăfoasă sau argilă tare	6°	0,105
Argilă în stare plastică	4°	0,070
Mîl, argile în stare curgătoare	0°	0

Datele referitoare la calculul piloților la smulgere, la acțiunea forțelor orizontale, la o serie de condiții constructive pe care trebuie să le îndeplinească piloții, încercările statice și dinamice de teren etc., cu interes pentru proiectare și execuție, sînt arătate în STAS 2561/1-76, 2561/2-74, 2561/3-76.

13. LOESSURILE ȘI PĂMÎNTURILE LOESSOIDE

13.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Loessurile și pămînturile loessoide caracterizate prin pierderea rezistenței și producerea de tasări pronunțate în contact cu apa, acoperă o mare parte a țării noastre și ridică o serie de probleme dificile de proiectare, execuție și exploatare a sistemelor hidroameliorative dispuse în zona lor de răspîndire.

Loessurile sînt pămînturi, în care fracțiunea de praf este predominantă, fracțiunea nisip mijlociu se găsește în cantități mici, nisipul grosier apare numai accidental, iar conținutul de fracțiuni argiloase este variabil <30%. Un aspect caracteristic este dat de prezența unei cantități însemnate de carbonat de calciu, diseminat în masa pămîntului sau aglomerat în concrețiuni calcaroase. Puse în contact cu apa, loessurile se desfac ușor și brusc, prin aceasta explicîndu-se susceptibilitatea la tasare în cazul umezirii și rezistența redusă la acțiunea de șiroire a apelor. O caracteristică importantă a loessurilor este capacitatea de a forma în stare uscată taluzuri verticale de mare înălțime.

Pămînturile loessoide, spre deosebire de loessuri, conțin o cantitate mai mare de nisip sau argilă. Puse în contact cu apa, aceste pămînturi se desfac mai puțin brusc și în timp. Spre deosebire de loessuri, pămînturile loessoide nu prezintă capacitatea de a forma în stare uscată taluzuri verticale de mare înălțime.

O caracteristică a depozitelor loessoide, mai ales a loessurilor tipice, este lipsa stratificației. Totuși se observă prezența unor benzi de culoare mai închisă (soluri fosile) care permit orizontarea depozitelor respective. Aceste orizonturi se pot urmări pe distanțe foarte mari și sînt caracterizate prin indici geotehnici specifici. De asemenea, în depozitele lessoide, datorită genezei lor variate apar intercalații nisipoase și uneori chiar nisipuri cu pietrișuri. În baza complexului loessoid se remarcă de regulă o trecere gradată la depozitele aflate în adîncime : de exemplu, loess nisipos-praf nisipos loessoid-nisip argilos loessoid etc.

Din datele existente, sintetizate în raionarea geotehnică a loessurilor din R.S.R., rezultă că pămînturile din grupa „A", adică cu tasări totale la umezire mai mici de 5 cm, se extind pe o suprafață de cca 14 160 km²,

din grupa „B“ cu tasări sub 40 cm, pe o suprafaţă de cca 10 000 km², iar cu tasări peste 40 cm pe o suprafaţă de cca 3 100 km², respectiv 51,5%, 36,9% şi 11,5% din toată suprafaţa acoperită cu pămînturi loessoide sensibile la umezire.

13.2. CARACTERISTICILE FIZICE ŞI REZISTENŢA LA TĂIERE

Porozitatea.

În majoritatea cazurilor porozitatea loessurilor şi pămînturilor loessoide variază între 35...60% şi mai frecvent între 45...54%. Valorile mai mici se întîlnesc la nisipurile loessoide, iar cele mai mari la pămînturile prăfoase spre suprafaţa terenului şi în zonele de cumpăna apelor. Variaţia porozităţii în funcţie de adîncime este caracterizată prin neuniformitate. Totuşi în linii generale se constată o tendinţă a micşorării porozităţii dinspre suprafaţa terenului, unde predomină valorile $n = 50...54\%$, spre adîncime, unde începînd de la 15...18 m, $n = 45...50\%$. Se constată că sub straturile de sol fosil, variaţia porozităţii este mai omogenă, aceasta scăzînd în adîncime. S-ar putea ca această îndesare în adîncime a pămînturilor să fie explicată prin condiţiile de geneză ale straturilor fosile cu un regim mai umed şi nivel ridicat al apei subterane care a permis consolidarea sub influenţa greutăţii straturilor superioare.

În paralel cu porozitatea normală, aceste pămînturi sînt caracterizate prin prezenţa macroporilor, cu deschideri ce depăşesc 0,5 mm, care, după aprecierile unor cercetători, pot să ajungă la 6...18% din volumul total al porilor. Deşi există tendinţa de a se atribui un rol important macroporilor în procesul tasărilor, pe baza unor detaliate încercări de laborator s-a stabilit că fenomenele de prăbuşire se pot produce şi în cazul unor structuri practic lipsite de macropori. Excepţie în această privinţă prezintă argilele loessoide şi solurile îngropate, la tasarea cărora sînt afectaţi aproape în total macroporii, iar microporii într-o proporţie mai redusă.

În funcţie de valoarea porozităţii se pot face aprecieri privind compresibilitatea în caz de umezire a depozitelor loessoide şi anume: porozităţile cuprinse între $n = 48...59\%$ denotă o compresibilitate pronunţată, $n = 44...52\%$ o compresibilitate medie şi $n = 42...46\%$ o compresibilitate scăzută. În cazul porozităţilor mai mici de 40% aceste pămînturi sînt în mod practic insensibile la umezire[17].

Greutatea volumică a scheletului şi greutatea volumică în stare uscată.

Greutatea volumică a scheletului la pămînturile macroporice depinde de constituţia mineralogică şi adaosurile organice. În cea mai mare parte, mineralele predominante din alcătuirea pămînturilor macroporice au greutăţi specifice cuprinse între 25,0 şi 28,0 kN/m³ şi în această situaţie, valoarea densităţii scheletului se încadrează mai frecvent între limitele 26,5...27,2 kN/m³. Abaterile faţă de aceste valori sînt determinate de predominarea mineralelor, fie cu greutăţi specifice mai mari de 28,0 kN/m³, fie cu greutăţi specifice mai mici de 25,0 kN/m³.

Greutatea volumică în stare uscată indică starea de îndesare a depozitelor loessoide şi se utilizează pentru determinarea porozităţii şi alte calcule geotehnice uzuale. Limitele de variaţie ale acesteia sînt destul de largi şi anume între 13,2 şi 15,00 kN/m³. În unele cazuri se constată o creştere a

greutății volumice în funcție de adîncime, fără a se putea stabili o corelație mai riguroasă. Prezența apei subterane determină creșterea greutății volumice, mai ales la adîncimi mai mari de 10 m. H i l f și H o l z, consideră că la greutăți volumice uscate $\gamma_d < 13{,}0$ kN/m^3 pămînturile macroporice sînt afînate și capabile de mari tasări în caz de umezire ; la $\gamma_d = 13{,}0 \ldots 14{,}5$ kN/m^3 se constată o stare de afînare medie și se pot înregistra tasări la umezire în cazul construcțiilor grele, iar la $\gamma_d > 14{,}5$ kN/m^3 pămînturile macroporice sînt insensibile la umezire[17].

Trebuie menționat că în vederea determinării porozității și greutății volumice uscate, se impune prelevarea pe teren de probe neturburate sub formă de monoliți sau ștuțuri, recoltate cu un dispozitiv special, deoarece, în caz contrar, aparatele obișnuite de luat probe îndeasă pămîntul, conducînd în final la obținerea de date eronate.

U m i d i t a t e a.

O importanță deosebită pentru caracterizarea depozitelor loessoide prezintă umiditatea și poziția apei subterane. În condiții naturale, aceste pămînturi se află în stare nesaturată, apa subterană fiind situată cel mult la baza lor. În prezent însă, datorită activității omenești, în numeroase zone din țară, se constată ridicarea nivelului apei subterane și saturarea depozitelor loessoide. Natura pămîntului aflat la baza straturilor macroporice, are în această privință o mare influență, din cauza regimului de umiditate pe care îl imprimă. Un pat drenant, alcătuit din pămînturi grosiere, contribuie la o bună evacuare a apei în adîncime spre deosebire de un pat argilos, care oprește scurgerea apei ce se răspîndește în masa depozitelor loessoide umezindu-le.

În cazul existenței la baza depunerilor loessoide a unui pat drenant, cu condiții bune de evacuare a apelor, în masa acestora se pot distinge două zone caracteristice ; una superficială pînă la adîncimea de cca 3...5 m în care umiditățile sînt influențate de climă, relief etc., și alta cu umidități relativ constante, mai mici de cca 15% sau eventual ușor descrescătoare cu adîncimea. În aceste situații cu pat drenant la baza depozitelor loessoide, fenomenele de prăbușire în cazul umezirii se manifestă pînă la mari adîncimi, care pot depăși 15...16 m.

Dacă depozitele loessoide sînt așezate pe un pat impermeabil, în masa acestora se disting în general trei zone și anume : una superficială influențată de variațiile atmosferice, așa cum s-a arătat mai sus, o zonă intermediară „moartă" cuprinsă de obicei între adîncimile de 3...4 m și nivelul de ascensiune capilară din bază în care umiditățile variază între 8...16% și în fine o a treia zonă cu pămînturi loessoide saturate, situată sub nivelul de ascensiune capilară a apelor subterane, inclusiv în aria de cantonare a acestor ape.

Zonele cu umiditățile caracteristice arătate nu prezintă grosimi uniforme la un moment dat în plan, datorită microneuniformității depozitelor loessoide cu pori de dimensiuni și forme diferite, prin care avansarea apei nu se face pe un front unitar.

În afară de situațiile cu un caracter general arătate mai sus, se găsesc și cazuri cu altfel de variații ale umidităților, care urmează a fi elucidate de la caz la caz prin studii hidrogeologice corespunzătoare. De exemplu, în apropierea unor sisteme de irigații sau în general în cadrul perimetrelor construite, nivelul apei subterane se ridică în unele cazuri chiar pînă în apro-

pierea suprafeţei terenului ; iniţial, anterior ridicării pînzei acvifere, sub perimetrele construite, umiditatea naturală a formaţiunilor loessoide în funcţie de argilozitate este de cca 8...16% şi apoi se ridică pînă la capacitatea moleculară maximă sau valoarea corespunzătoare limitei de frămîntare, care este de cca 15...20%.

Relativ la evoluţia umidităţii în cazul unor infiltraţii de mai lungă durată, de exemplu, dintr-un canal de irigaţii, se disting în linii generale 4 faze caracteristice, care se pot corela cu fenomenele de tasare ale depozitelor loessoide :

1. În prima fază, frontul de infiltraţie în caz de umezire înaintează în masa superficială de pămînturi netasabile a cărei grosime medie, pentru depozitele loessoide din R.S.R., se poate considera de cca 6...8 m.

2. În faza a doua, frontul de infiltraţii pătrunde în masa pămînturilor tasabile sub influenţa greutăţii proprii şi se propagă pînă la patul impermeabil sau permeabil al depozitelor loessoide.

3. În cadrul fazei a treia urmează extinderea laterală a frontului de umezire, care este mai pronunţată în cazul unui pat impermeabil şi mai restrînsă la un pat permeabil care permite drenarea în adîncime a apei.

4. Faza a patra este caracterizată prin survenirea unei stări de echilibru între apa infiltrată dinspre suprafaţă şi drenarea ei în masa depozitelor loessoide, fie în condiţiile scurgerii pe suprafaţa patului impermeabil, fie a drenării acesteia de către patul permeabil. În mod orientativ se poate considera că după survenirea stării de echilibru, panta generală a frontului de umezire din masa depozitelor loessoide este de cca 30...60° în cazul unui pat impermeabil şi de 45° pe primii 2...4 m a masei de pămînt umezit, apoi verticală, în cazul unui pat permeabil.

H o l z şi H i l f consideră că la $w < 10\%$ loessurile şi pămînturile loessoide sînt foarte uscate şi puţin tasabile ; pentru w cuprins între 10 şi 15% aceste pămînturi prezintă o stare de uscăciune relativă şi sînt destul de rezistente ; pentru w cuprins între 15 şi 20% se constată un început de umiditate perceptibilă, iar la $w > 20\%$ pămînturile respective sînt foarte umede şi se tasează pronunţat sub influenţa eforturilor de încărcare. Umidităţi de cca 25...28% se pot obţine la inundarea preliminară, iar la w apropiat de 35% rezultă o stare de completă saturare.

Înălţimile capilare la depozitele loessoide variază aproximativ între 0,4 şi 2,0 m, fiind mai mari la formaţiile argiloase. În cazul unor structuri fără macropori înălţimea capilară poate ajunge la 3...4 m.

Pentru stabilirea înălţimii capilare h_c la depozitele loessoide, C i u b a r o v a N. P. propune utilizarea relaţiilor :

$$h_c = 15{,}68 + A \cdot w_p - B \cdot \gamma_d \qquad (13.1$$

în care :

$$A = 0{,}0024 \cdot w_p(59{,}59 - w_p)$$
$$B = 4{,}466 \cdot \gamma_d(3{,}71 - \gamma_d) \qquad (13.2)$$

w_p şi γ_d fiind limita de frămîntare şi greutatea volumică în stare uscată a pămînturilor respective [9].

P l a s t i c i t a t e a.

Indicele de plasticitate $I_p = w_L - w_P$ al pămînturilor macroporice loessoide depinde de gradul lor de dispersie, compoziţia mineralogică, granulometria şi de natura chimică a cationilor de schimb. În funcţie de indicele

de plasticitate, formațiile loessoide se pot împărți în trei categorii și anume : prăfoase-nisipoase cînd $I_p < 7$, prăfoase-argiloase la I_p cuprins între 7...17 și argiloase pentru $I_p > 17$. Sînt situații cînd prafurile argiloase cu o constituție montmorillonitică-hidrofilă determină obținerea unui I_p mai mare de 17, adică asemănător pămînturilor argiloase, fapt ce trebuie sesizat de inginerii geotehnicieni.

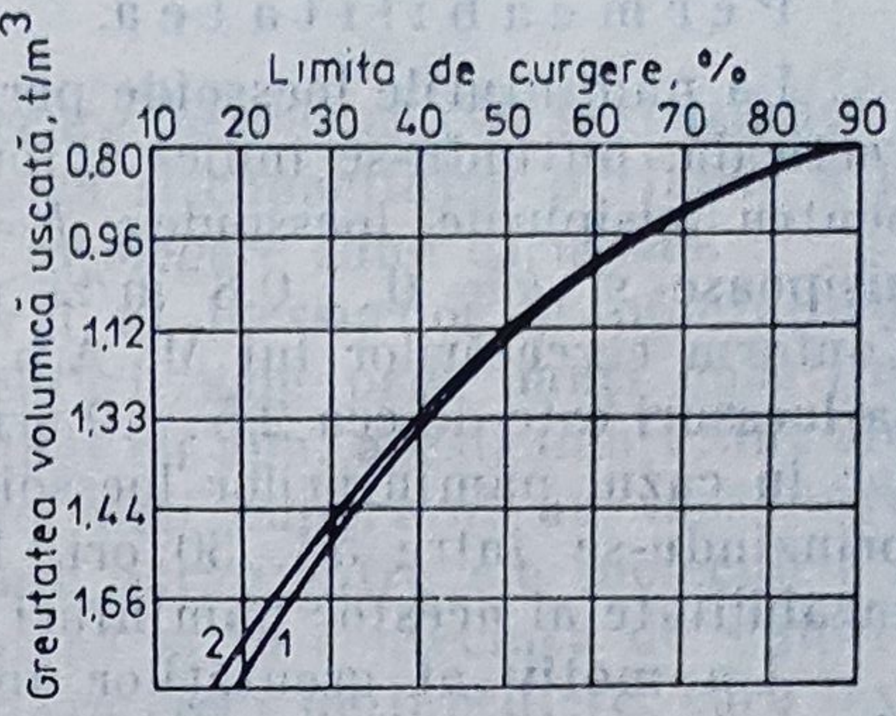


Fig. 13.1 — Criteriu de apreciere a sensibilității potențiale la umezire, funcție de greutatea volumică uscată și limita de curgere

În figura 13.1 se prezintă criteriul propus de H o l z și H i l f, funcție de greutățile volumice uscate ale pămînturilor macroporice și limitele de curgere. Linia 1 corespunde pămînturilor cu greutatea specifică = 27,0 kN/m³ și linia 2, pămînturilor cu greutatea specifică = 26,0 kN/m³.

Dacă punctele fixate pe acest grafic funcție de greutatea volumică și limitele de curgere se situează deasupra limitelor de corelație figurate, pămînturile respective sînt sensibile la umezire și această caracteristică se accentuează pe măsura creșterii distanței dintre puncte și liniile de corelație. În cazul situării punctelor fixate pe grafic, prin caracteristicile arătate, mai jos de liniile de corelație, pămînturile nu sînt sensibile la umezire.

D i s t r i b u ț i a g r a n u l o m e t r i c ă.

Distribuția granulometrică, în paralel cu plasticitatea, servește la clasificarea pămînturilor pe categorii caracterizate prin anumite proprietăți. Astfel, fracțiunile mai mici de 0,05 mm, conferă pămîntului o bună capilaritate, permeabilitate și coeziune moderată. Fracțiunile cuprinse între 0,05 și 2 mm determină o capilaritate redusă.

Din punct de vedere granulometric, la loessuri se constată o proporție ridicată pînă la 50...80% de fracțiuni prăfoase cu dimensiuni cuprinse între 0,05 și 0,005 mm, lipsa în mod practic a fracțiunilor de nisip grosier cu particule mai mari de 0,5 mm și proporția redusă între 15...30% de fracțiuni argiloase. Acestea din urmă au un anumit rol asupra comportării pămînturilor datorită puternicei lor activități de suprafață, mai ales pentru o anumită compoziție mineralogică. Deseori argilozitatea crește în funcție de adîncime ; sînt însă și cazuri cînd se constată în coloana litologică a depozitelor loessoide o alternanță de diferite straturi din punct de vedere granulometric.

Din cercetările întreprinse de I.S.P.I.F. și I.N.C.E.R.C., rezultă că pentru zonele Galați, Fetești și Tulcea, curbele de frecvență ale compoziției granulometrice sînt caracteristice loessurilor tipice, media ponderată a fracțiunilor argiloase nedepășind cca 20%. În schimb în zonele Iași, Constanța și îndeosebi București predomină pămînturile loessoide mai lutoase cu un conținut de fracțiuni argiloase în jur de 30%. O primă consecință a acestui fapt, așa după cum se va arăta ulterior, este în primul rînd sensibilitatea mai redusă la umezire [0].

Permeabilitatea.

La pămînturile loessoide permeabilitatea este mult mai mare pe direcție verticală, putîndu-se indica informativ următoarele valori: $k = 3...5$ m/zi pentru nisipurile loessoide; $k = 1...2{,}5$ m/zi pentru loessurile prăfoase nisipoase și $k = 0...0{,}8$ m/zi pentru loessurile prăfoase argiloase tipice. Conform cercetărilor lui M. Abelev, coeficientul de filtrație pe verticală la loessuri este de cca 2,5...9 ori mai mare față de cel pe direcția orizontală, iar în cazul pămînturilor loessoide, raportul respectiv este și mai mare cuprinzîndu-se între 5...30 ori. În general studiul caracteristicilor de permeabilitate al acestor pămînturi se găsește în prezent într-o fază incipientă.

Un motiv al greutăților întîmpinate la cercetările de permeabilitate îl prezintă utilizarea în calculele curente a legei lui Darcy:

$$v = k \cdot I \qquad (13.3)$$

în care: v este viteza apei;

k — coeficientul de filtrație;

I — gradientul nivelului de curgere al apei.

În situația cea mai simplă, în cadrul relației arătate se ține seama în special de forțele gravitaționale și eventualele presiuni suplimentare provocate de acțiuni exterioare pămîntului. În realitate forțele preponderente care acționează asupra fluxului de apă sînt însă cele manifestate între suprafața corpului solid și apă, forța de gravitație fiind foarte mică. Conform aprecierilor lui M. Abelev rezultă totuși că legea lui Darcy poate fi avută în vedere în cazul gradienților $I > 1$ (2).

În cazul unor procese mai îndelungate de filtrație, mai ales cu gradienți importanți, permeabilitatea pămînturilor crește în timp datorită dizolvării sărurilor solubile și sufoziei particulelor fine.

Problemele mai importante care impun abordarea permeabilității sînt: lucrările sub nivelul apei, procesele de consolidare, umectările prealabile pentru provocarea forțată a tasărilor etc.

Compoziția mineralogică.

Pămînturile loessoide sînt în general poliminerale, incluzînd pînă la 50 tipuri de minerale. Materialele predominante sînt cuarțul, pînă la 50% și chiar mai mult, feldspații, într-o proporție mai redusă mica, care intră în alcătuirea fracțiunilor de praf și nisip, caolinitul, illitul, mica hidratată, montmorillonitul, din care sînt formate predominant fracțiunile argiloase etc. În general diferitele tipuri de loess se deosebesc prin variația cantitativă a compușilor minerali componenți.

Lianții care leagă particulele mai grosiere sînt formați din fracțiuni argiloase, carbonați cu un conținut în unele cazuri pînă la 10...25% din greutatea scheletului mineral, oxizi și hidroxizi de aluminiu sau în special de fier și diverși compuși de sodiu și calciu. Studiile cu ajutorul razelor X, analizele termice diferențiate și cu microscopul electronic, au arătat că în alcătuirea fracțiunilor argiloase ale loessurilor din România predomină pînă la 60...70%, ilitul, cu o structură relativ extensibilă în contact cu apa, asociat cu cantități variabile de caolinit și cuarț (3). Cimenturile rezistente la acțiunea apei sînt constituite în principal din limonit, limonit-hematit și materii organice într-un grad foarte avansat de alterare. O serie de cercetări au permis să se evidențieze influența conținutului de fracțiuni argiloase și respectiv de montmorillonit asupra capacității de deformare a depozitelor loessoide.

Rezistența la tăiere.

Caracteristicile de tăiere, unghiul de frecare interioară (Φ) și coeziunea (c) influențează în cel mai înalt grad stabilitatea și capacitatea portantă a pămînturilor, în această situație corecta lor înțelegere fiind esențială.

La umidități scăzute scheletul mineral al loessurilor și pămînturilor loessoide este relativ rigid datorită cimentării sale prin lianți constituiți din diferite săruri și argilă coloidă. În contact cu apa, acești lianți sînt afectați prin spălarea unora din săruri. Un rol mai important au însă forțele de adsorbție ale particulelor argiloase, care atrag între ele moleculele de apă, acestea realizînd astfel un efect de pană și în consecință de slăbire a liantului. În plus apa adsorbită exercită și un efect de lubrifiere, care favorizează alunecarea între ele a particulelor minerale în tendința lor de reașezare într-o poziție mai compactă.

Scăderea valorii unghiului de frecare interioară la creșterea umidității este în general redusă, de obicei 5...20% și mai rar 30...40%, în contrast cu coeziunea care se reduce substanțial, de 2...10 ori și uneori mai mult. În unele situații, în caz de umezire rapidă a pămîntului de fundație, scăderea caracteristicilor de tăiere a generat deformații plastice și cedarea construcțiilor respective. La o umezire mai lentă, care produce îndesarea treptată a pămînturilor sub influența construcțiilor, fenomenele de cedare arătate pot fi evitate. În general, fenomenele de tasare sînt însoțite de compactarea pămîntului și în consecință de îmbunătățirea caracteristicilor de rezistență, inclusiv a celor de tăiere.

În figura 13.2 sînt prezentate curbe de corelație cu un caracter generalizat dintre greutățile volumice uscate, umiditățile și caracteristicile de tăiere, pentru loessuri și pămînturi loessoide, stabilite funcție de o serie de date din practica străină și cea proprie.

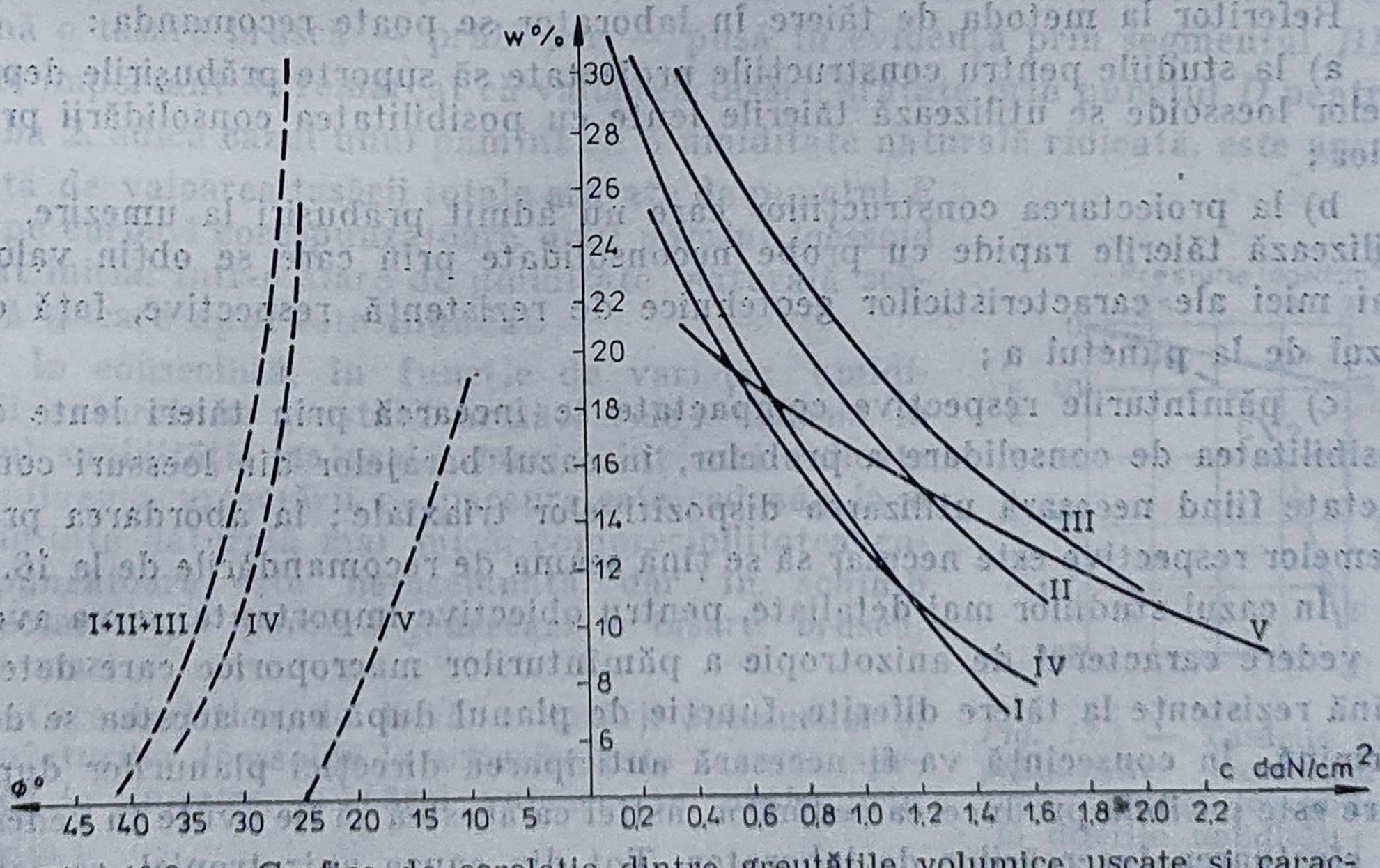


Fig. 13.2 — Grafice de corelație dintre greutățile volumice uscate și caracteristicile de tăiere pentru loessuri și pămînturi loessoide ;
Curbele I corespund la γ_d =12,5...12,7 ; II la γ_d =13,6...13,8 ; III la γ_d =14,2...14,8 ;
IV la γ_d=14,8...15 și V la γ_d=15,3...15,5 (kN/m³)

Cuniţescu Jianu şi Kellner au constatat pe baza încercărilor de tăiere cu aparatul Casagrande că în situaţia iniţială, după umezirea pămînturilor sensibile la umezire, caracteristicile de tăiere scad pronunţat, unghiul de frecare interioară aparentă ajungînd la $\Phi = 8°$ şi coeziunea $c = 0{,}05$ daN/cm². Această descreştere este însă de scurtă durată datorită fenomenelor de tasare care survin şi în urma cărora pămînturile se compactează, astfel că unghiul de frecare interioară revine aproape la valoarea sa iniţială. Această evoluţie a caracteristicelor de rezistenţă prezintă o mare importanţă în aprecierea capacităţii portante a pămînturilor macroporice supuse unor procese de umezire (11).

În mod orientativ la proiectare, pentru loessuri şi pămînturi loessoide, se pot avea în vedere caracteristicile de tăiere prezentate la 3.5. Valorile respective trebuie însă, în cadrul etapelor de proiectare mai avansate, verificate prin încercări de laborator corespunzătoare.

În cazul loessurilor şi pămînturilor loessoide compactate prin diferite procedee (batere cu maiul, piloţi de pămînt etc.), sau după excavare şi aşternerea în diferite ramblee, caracteristicile de tăiere cresc în funcţie de gradul de îndesare realizat. În această privinţă se pot prezenta o serie de valori după cum urmează :

— la Dridu, pentru greutăţi volumice uscate cuprinse între $\gamma_d = 16 \ldots 17$ kN/m³ unghiul de frecare interioară $\Phi = 20°$ şi coeziunea $c = 0{,}10$ daN/cm² ;

— valori asemănătoare la barajul de la Stînca Costeşti ;

— la acumularea Cîrlig de lîngă Iaşi, pentru greutăţi volumice uscate mai ridicate, $\gamma_d = 17$ kN/m³, $\Phi = 18°$ şi $c = 0{,}45$ daN/cm² (corespunzător unei acoperiri de 75% din toate datele avute la dispoziţie) ;

— după Kirilov şi Frolov, pentru $\gamma_d = 16$ kN/m³, $\Phi = 23°$ şi $c = 0{,}26$ daN/cm² iar la $\gamma_d = 17$ kN/m³, $\Phi = 27°$ şi $c = 0{,}52$ daN/cm².

Referitor la metoda de tăiere în laborator se poate recomanda :

a) la studiile pentru construcţiile proiectate să suporte prăbuşirile depozitelor loessoide se utilizează tăierile lente cu posibilitatea consolidării probelor ;

b) la proiectarea construcţiilor care nu admit prăbuşiri la umezire, se utilizează tăierile rapide cu probe neconsolidate prin care se obţin valori mai mici ale caracteristicilor geotehnice de rezistenţă respective, faţă de cazul de la punctul a ;

c) pămînturile respective compactate se încearcă prin tăieri lente cu posibilitatea de consolidare a probelor, în cazul barajelor din loessuri compactate fiind necesară utilizarea dispozitivelor triaxiale ; la abordarea problemelor respective este necesar să se ţină seama de recomandările de la 18.1.

În cazul studiilor mai detaliate, pentru obiective importante, se va avea în vedere caracterul de anizotropie a pămînturilor macroporice care determină rezistenţe la tăiere diferite, funcţie de planul după care acestea se determină. În consecinţă va fi necesară anticiparea direcţiei planurilor după care este posibilă producerea cedărilor, astfel ca acestea să fie avute în vedere la efectuarea încercărilor de laborator. Tot din cauza anizotropiei, se constată deseori diferenţe la analizarea eşantioanelor recoltate din acelaşi ştuf, fapt pentru care se impun încercări de laborator mai numeroase.

13.3. COMPRESIBILITATEA LOESSURILOR ȘI PĂMÎNTURILOR LOESSOIDE

13.3.1. COMPRESIBILITATEA ÎN STARE DE UMIDITATE NATURALĂ ȘI LA UMEZIRE SUPLIMENTARĂ

O caracteristică esențială a loessurilor și pămînturilor loessoide este capacitatea de micșorare a volumului, adică de producere a tasărilor în anumite condiții și anume : *a*) sub influența sarcinilor date de greutatea proprie a pămînturilor și *b*) la o anumită umiditate care determină slăbirea caracteristicilor de rezistență. În această privință se impune considerarea în mod separat la stabilirea tasării a :

— compresibilității pămîntului în stare naturală ;

— compresibilității în stare de umezire suplimentară din diferite cauze.

Loessurile și pămînturile loessoide saturate, situate de exemplu sub nivelul apelor subterane, adică avînd o stare de consistență redusă, nu sînt influențate de o umezire suplimentară, dar sub acțiunea unor eforturi de compresiune dau tasări pronunțate. Aceleași pămînturi cu o umiditate naturală redusă sînt rezistente și se caracterizează prin compresibilități scăzute. O umezire a acestora în condițiile existenței unui efort de compresiune generează însă tasări, care, datorită caracterului lor rapid de producere, poartă deseori denumirea de prăbușiri. Acestea se pot urmări din cele două curbe de compresiune tasare arătate în figura 13.3.

Curba 2 corespunde unui pămînt umed aflat în stare naturală și denotă tasări progresive funcție de creșterea presiunii, mai ales după depășirea valorii arătate prin punctul *C*. Curba 1 obținută pentru un pămînt cu o umiditate naturală relativ scăzută, este caracterizată în schimb prin compresibilități reduse pînă la punctul *B*, corespunzător unei inundări care determină o tasare bruscă — prăbușire — pusă în evidență prin segmentul *BE*. Este important de remarcat că valoarea tasării arătate prin punctul *D* pentru curba 2, adică cazul unui pămînt cu o umiditate naturală ridicată, este apropiată de valoarea tasării totale arătate de punctul *E* de pe curba 1 corespunzătoare unui pămînt loessoid aflat inițial într-o stare de umiditate naturală scăzută și care apoi este inundat.

În consecință, în funcție de variația umidității naturale se constată următoarele : tasările în cazul umidității naturale mari sînt mai ridicate și influența umectării pe parcurs este redusă ; la o umiditate naturală mai mică, compresibilitatea corespunzătoare este neînsemnată, dar în schimb umectarea pe parcurs generează o tasare bruscă, mai mare.

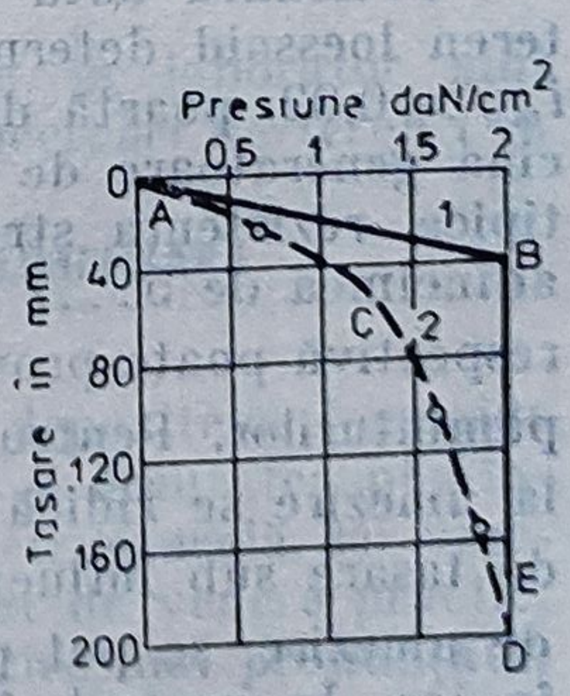


Fig. 13.3 — Tasările și prăbușirile loessurilor și pămînturilor loessoide la diferite umidități :
1 — pămînturile în stare de umiditate naturală scăzută și apoi inundate ; *2* — pămînturile cu umiditate naturală ridicată

Caracteristica de bază a tasării loessurilor și pămînturilor loessoide la umezire este tasarea specifică la umezire, a cărei valoare se obține prin relația :

$$i_{mo} = \frac{h - h'}{h_0} \qquad (13.4)$$

în care : h este înălțimea, în cm, a probei de pămînt cu structura și umiditatea naturală, supusă la compresiune fără posibilitate de dilatare laterală, acționată de o presiune egală cu suma dintre sarcina geologică corespunzătoare nivelului pentru care se calculează tasarea, cu cea dată de construcție;

h' — înălțimea aceleiași probe, acționată de forțele arătate, după inundarea acesteia ;

h_0 — înălțimea probei respective acționate numai de presiunea corespunzătoare sarcinii geologice.

În tabelul 13.1 sînt prezentate valorile medii ale modulurilor de deformație edometrică pentru pămînturile sensibile la umezire, propuse de M. Abeleff, care pot fi utilizate în calculele preliminare de tasare ale construcțiilor importante și calculele definitive la construcțiile ușoare și cele provizorii.

TABELUL 13.1

VALORILE CARACTERISTICE ALE MODULURILOR DE DEFORMAȚIE EDOMETRICĂ LA PĂMÎNTURILE MACROPORICE CU DIFERITE UMIDITĂȚI ȘI POROZITĂȚI

Umiditatea w %	Porozitatea n %	Modulul de deformație edometrică M (daN/cm²)
6...8	46...48	220...280
8...14	47...49	190...220
10...17	47...48	225...320
12...18	43...45	100...400
22...25	40...45	100...240
22...25	45...48	80...150
25...30	40...45	70...130
25...30	45...48	45... 95

13.3.2. REZISTENȚA STRUCTURALĂ LA UMEZIRE. UMIDITATEA CRITICĂ INIȚIALĂ

Presiunea dată de sarcina pămîntului și cea a fundațiilor care la un teren loessoid determină începerea tasărilor suplimentare prin umezire cu $i_{mp} > 0{,}02$, poartă denumirea de rezistența structurală la umezire sau sarcina generatoare de tasări suplimentare prin umezire. În cazul loessurilor tipice, rezistența structurală la umezire este dată de sarcina geologică la adîncimea de 5...7 m față de nivelul terenului și sub care deci solicitarea respectivă poate provoca fenomene de tasare suplimentare în cazul umezirii pămînturilor. Pentru pămînturile loessoide argiloase, rezistența structurală la umezire se ridică la 1,3...1,8 daN/cm², ceea ce denotă că fenomenele de tasare sub influența greutății proprii a pămînturilor respective, în caz de umezire, se pot produce numai începînd de la adîncimea de 8...10 m în jos. În general, în funcție de creșterea stării de compactitate se obțin valori mai ridicate ale rezistenței structurale la umezire.

Cunoașterea acestei valori servește la :

— determinarea limitei de încărcare a pămînturilor care nu provoacă tasări sub influența umezirii, fapt important mai ales la construcțiile agrozootehnice unde adoptarea de solicitări mici la talpa fundațiilor este posibilă ;

— determinarea adîncimii sub care sînt posibile tasările în caz de umezire datorită greutății proprii a pămînturilor ;

— stabilirea grosimii pernelor de pămînt sau a zonelor de pămînt compactat sub fundații, care să reducă presiunea transmisă terenului natural, astfel ca să nu se producă tasări suplimentare în caz de umezire sub influența construcțiilor ([20]).

Pentru condițiile din R. S. România, rezistența structurală variază între 0,3...1,5 daN/cm² și prin încercările efectuate de I.N.C.E.R.C. s-au obținut următoarele valori ale acesteia pentru diferite zone ale țării ([9]):

— Constanța și Iași $\sigma_{cr} = 0{,}80...1{,}0$ daN/cm² ;
— Fetești $\sigma_{cr} = 0{,}25$ daN/cm² ;
— Tulcea $\sigma_{cr} = 0{,}30...0{,}40$ daN/cm² ;
— Galați $\sigma_{cr} = 0{,}40$ daN/cm² ;
— București $\sigma_{cr} = 1{,}5$ daN/cm².

Valorile mai reduse din zonele Fetești, Tulcea și Galați se datorează argilozității reduse, așa cum s-a arătat în cadrul acestui capitol la 13.2.

Cercetările întreprinse în diferite țări, inclusiv cele din țara noastră, au arătat că fiecărei valori a rezistenței structurale, determinate de sarcina geologică și încărcarea exterioară, îi corespunde o anumită valoare a umidității la care apare tasarea suplimentară, denumită umiditatea critică.

Mărimea aproximativă a umidității critice, luînd în considerare datele experimentale arătate în literatura de specialitate, se poate lua egală cu limita de frămîntare după Atterberg. La această umiditate pămîntul capătă o stare plastică, care sub acțiunea presiunii critice creează condițiile de deplasare pe verticală în jos a straturilor de pămînt situate sub nivelul respectiv ([9]).

Referitor la această caracteristică se pot face următoarele remarci :

— Creșterea presiunii care acționează asupra pămîntului determină scăderea umidității critice inițiale, în această privință între acești doi factori existînd o corelație.

— În funcție de creșterea umidității naturale a pămîntului, crește și umiditatea critică inițială.

— Valorile umidității critice inițiale determinate în laborator sînt cu cca 20...40% mai mici față de cele obținute prin încercări de teren ([11]).

13.3.3. ASPECTE ALE FENOMENELOR DE TASARE SUPLIMENTARĂ LA UMEZIRE

Fenomenele de tasare suplimentară la umezire ale depozitelor loessoide se pot produce numai dacă solicitările date de fundații și greutatea pămînturilor pot determina eforturi mai mari decît rezistența structurală, iar umezirea depășește umiditatea critică. În general, din punct de vedere practic, tasările acestor pămînturi se produc în zonele de umezire mai pronunțată, dezvoltarea cărora influențează și mărimea fenomenelor respective de tasare. În această situație neuniformitățile tasărilor se explică în primul rînd prin variația răspîndirii umidității în pămînt.

Se poate menționa că solicitările mai ridicate din vecinătatea tălpilor de fundare determină în frecvente cazuri concentrarea fenomenelor de prăbușire a pămînturilor macroporice în partea lor superioară. În această situație, dacă tasările sub influența greutății proprii a pămînturilor sînt reduse

și fenomenele respective sînt determinate mai ales de solicitările date de fundații, îmbunătățirea pămînturilor pe primii metri sub talpa construcțiilor poate reduce în mod substanțial prăbușirile cauzate de umezire.

Tasarea se explică în primul rînd prin compactizarea pămînturilor pe direcția verticală și mult mai puțin pe direcția orizontală.

Într-o etapă inițială, cînd pămîntul nu este încă compactizat, valoarea coeficientului de permeabilitate este mai mare și fenomenele de tasare se desfășoară rapid. Compactizarea pe parcurs și reducerea coeficientului de permeabilitate micșorează ritmul tasărilor pînă la survenirea amortizării acestora. Extinderea pe parcurs a zonelor de umezire, reactivează tasările pînă cînd acestea cuprind toată masa depozitelor loessoide din zona interesată, după care urmează amortizarea fenomenelor respective. Umezirile ulterioare nu mai determină noi tasări, cu excepția unor fenomene de acest fel în unele cazuri, legate de dizolvarea sărurilor din pămînt.

Unele elemente legate de fenomenele de tasare la pămînturile sensibile la umezire, inundate la suprafață, se pot urmări în figura 13.4. Acestea sînt: — valoarea tasării în zona centrală umezită; — grosimea pămînturilor sensibile la umezire sau adîncimea de inundare H; — lățimea b a sectorului orizontal tasat din centrul suprafeței inundate și — zona de extindere a tasărilor cu lățimea L, din afara suprafeței inundate.

Tasarea totală la umezire, așa după cum rezultă din calculele obișnuite, se poate obține în cazul unei lățimi a suprafeței inundate mai mari decît grosimea depozitelor loessoide respective.

Lățimea b depinde de caracteristicile fizico-mecanice ale pămîntului, lățimea B a zonei inundate și grosimea pămînturilor umezite. În prezent, datorită lipsei de date experimentale privind corelarea cu caracteristicele fizico-mecanice ale pămînturilor, la stabilirea lățimii b se ține seama numai de raportul B/H. În această privință, pentru calculele orientative se poate utiliza una din formulele:

$$b = 0{,}33 \cdot B \cdot \left(\frac{B}{H} - 1\right) \quad \text{sau} \quad b = 0{,}91 \cdot B - 0{,}85H \qquad (13.5$$

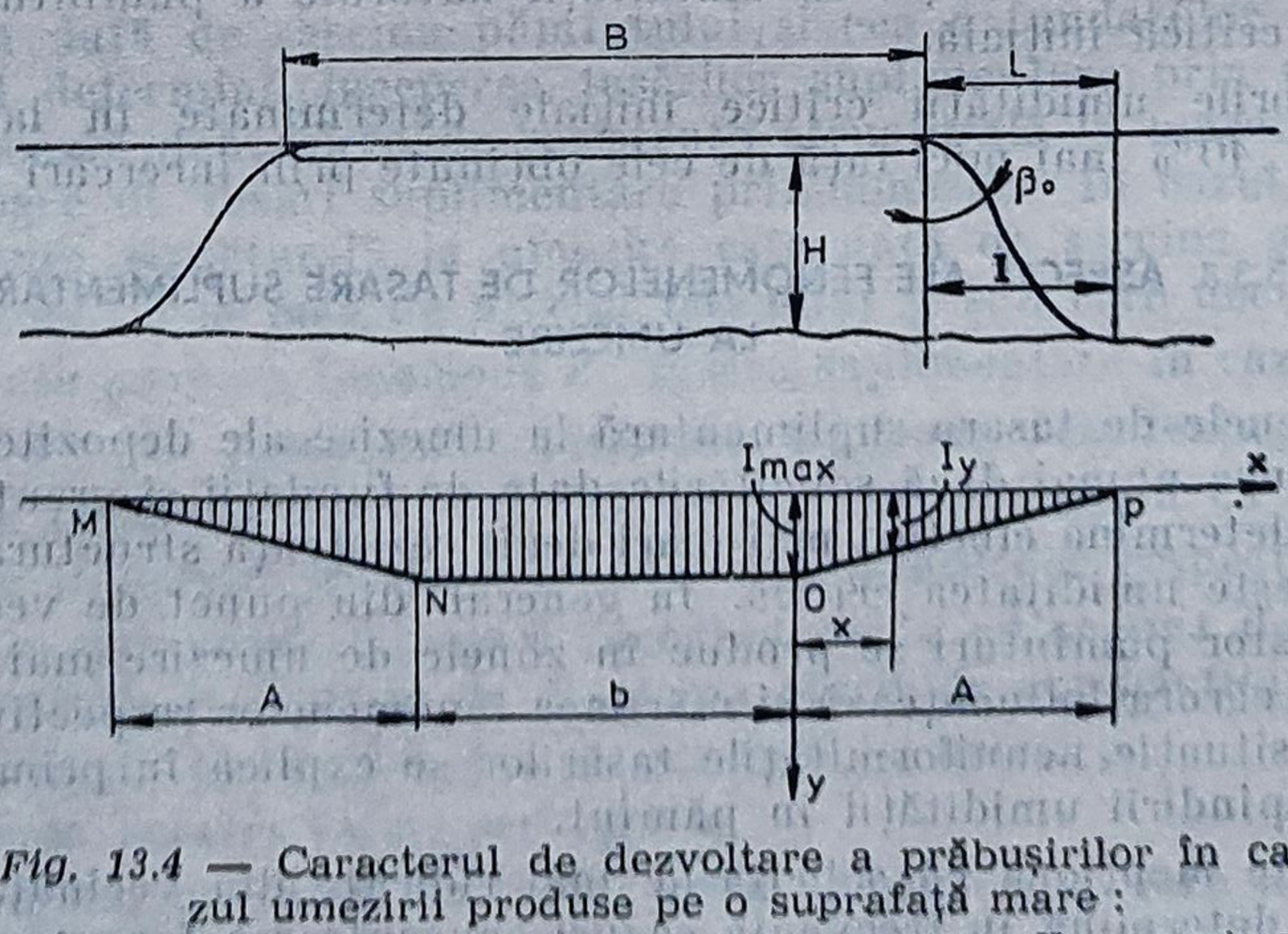


Fig. 13.4 — Caracterul de dezvoltare a prăbușirilor în cazul umezirii produse pe o suprafață mare:

I_{max} — valoarea tasării în zona centrală umezită; H — grosimea pămînturilor sensibile la umezire sau adîncimea de inundare; b — lățimea sectorului orizontal tasat în centrul suprafeței inundate; b — zonele de extindere.

din care rezultă că sectorul central tasat cu suprafața oarecum orizontală, se obține numai în cazul unei valori B, adică a lățimei zonei inundate, mai mari decît grosimea depunerilor loessoide.

Extinderile laterale de lățime L, a zonelor tasate, față de perimetrul inundat, depind de desfășurarea frontului de infiltrație din pămînt. O serie de determinări din practică au pus în evidență că lățimea L este apropiată de valoarea I, care, așa după cum se vede din figura 13.4, arată extinderea zonei umezite în dreptul patului pămînturilor sensibile la umezire ([21]).

Tasarea pămîntului sub influența greutății proprii, în cazul unei umeziri pe o suprafață mare, așa după cum se vede din figura 13.4 este caracterizată prin două sectoare :

— sectorul orizontal NO, în cadrul căruia tasarea, din punct de vedere practic, este uniformă fiind egală cu I_{max} ;

— două sectoare curbilinii MN și OP, fiecare avînd lățimea A și în cadrul căruia valoarea tasării variază de la I_{max} la 0.

În cazul unei umeziri pe o suprafață restrînsă, cu o lățime mai mică decît grosimea stratului de pămînturi sensibile la umezire, sectorul de tasare orizontal dispare, rămînînd numai cele curbilinii. Valorile tasărilor în zonele de desfășurare după forma curbilinie, apropiată de sinusoidă, se pot determina cu o precizie suficientă din punct de vedere practic prin formula :

$$I_y = \frac{I_{max}}{2}\left(I + \cos\frac{\pi}{A}x\right) \qquad (13.6)$$

semnificația coeficienților putîndu-se urmări în figura 13.4.

În cadrul prezentei cărți nu se tratează problema deformațiilor orizontale ca urmare a proceselor de tasare la umezire, care nu prezintă un interes practic în majoritatea cazurilor de proiectare a construcțiilor de îmbunătățiri funciare pe pămînturi sensibile la umezire.

În cazul inundărilor din surse concentrate pot exista două situații caracteristice, cu pat drenant la baza depozitelor loessoide și pat impermeabil. Tasările ce se produc în zonele respective inundate diferit de către sursele de apă concentrate vor fi neuniforme. Diferențele maxime dintre valorile acestor tasări se pot aprecia cu formula $\alpha \cdot S$, în care : S este tasarea maximă suplimentară posibilă la umezire, iar α un coeficient, gradul de neuniformitate, dat în tabelul 13.2, funcție de natura patului de la baza pămînturilor sensibile la umezire, grosimea acestora și distanța dintre fundațiile pentru care de fapt se apreciază diferențele de tasare ([48]).

TABELUL 13.2

VALORILE GRADULUI DE NEUNIFORMITATE α A TASĂRILOR

Grosimea pămînturilor tasabile	α în cazul unui pat drenat			α în cazul unui pat impermeabil		
	Distanța printre fundațiile învecinate, în m					
	3–6	6–21	> 21	3–6	6–21	> 21
⩽5	1	1	1	0,5 –1	1	1
10	0,5 –1	1	1	0,25–0,5	0,5–1	1
15	0,35–0,7	0,7–1	1	0,15–0,3	0,3–0,7	1
⩾20	0,25–0,5	0,5–1	1	0,1 –0,2	0,2–0,5	0,5

În general, în cazul pierderilor de apă în pămînt din surse punctuale sau desfășurate după o dreaptă, lățimea zonei de extindere a umezirii în dreptul unui pat impermeabil se poate admite $3H$ și în cazul unui pat drenant $2H$, H fiind grosimea depozitelor loessoide dispuse peste patul respectiv.

Fenomenele de tasare se produc și în cazul inundării pămînturilor sensibile la umezire prin ridicarea lentă a nivelului apelor subterane. Acest fenomen hidrogeologic de ridicare a pînzei freatice se produce în zonele de irigare, în urma extinderii pe suprafețe mari a pierderilor de apă din sistemele hidroameliorative, a umezirilor sub perimetrele construite, datorită afectării condițiilor naturale de aerație a pămînturilor, udării spațiilor verzi, pierderilor de apă din diferite surse etc. O serie de observații efectuate asupra tasărilor produse din cauzele respective, arată că acestea se desfășoară lent cu un ritm, în majoritatea cazurilor, mai mic de 10...20 cm/an și rareori mai mult, fiind oarecum uniforme; diferențele de tasări din cadrul unui m² rareori depășesc 1 cm.

13.4. CRITERII DE CLASIFICARE

Dacă tasarea specifică la umezire pentru o presiune $p = 3$ daN/cm² depășește 2 cm/m, pămîntul respectiv se consideră sensibil la umezire.

După un alt criteriu, pămînturile se consideră sensibile la umezire dacă sînt satisfăcute relațiile:

$$\frac{e_0 - e_c}{1 + e_0} \geqslant -0{,}1\ ;\ S_r \leqslant 0{,}60 \qquad (13.7)$$

în care: e_0 este indicele porilor pămîntului cu structura naturală;
e_c — indicele porilor pămîntului corespunzător limitei de curgere (limita superioară de plasticitate);
S_r — gradul de umiditate a pămîntului în stare naturală.

Valoarea e_c a indicelui de porozitate se poate determina cu formula:

$$e_c = \frac{w_L \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot 100} \qquad (13.8)$$

în care: w_L este limita de curgere (limita superioară de plasticitate);
ρ_s — greutatea volumică a scheletului;
ρ_w — densitatea apei.

În paralel cu criteriile de mai sus, cuprinse de fapt în normativele curente, pentru aprecierea sensibilității la umezire se mai poate ține seama de recomandările din tabelul 13.3 ([30]).

TABELUL 13.3

CRITERII DE CLASIFICARE A LOESSURILOR ȘI PĂMÎNTURILOR LOESSOIDE ÎN FUNCȚIE DE $\frac{e_0 - e_c}{1 + e_0}$ și S_r

Situație	$\frac{e_0 - e_c}{1 + e_0}$	S_r (grad de umiditate)	Sensibilitatea la umezire
I	$\geqslant -0{,}1$	$\leqslant 0{,}6$	Sensibile la umezire
II	$\geqslant -0{,}1$	$> 0{,}6$	Susceptibile la tasare prin umezire
III	$< -0{,}1$	$> 0{,}6$	Netasabile la umezire

Cu ajutorul relaţiilor din prezentul capitol s-a putut întocmi graficul din figura 13.5 în care, în funcţie de greutatea volumică uscată (γ_d) şi limita superioară de plasticitate (w_L), probele respective se încadrează în domeniul pămînturilor tasabile la umezire, netasabile şi susceptibile la umflare. În paralel cu utilizarea graficului respectiv, trebuie să se ţină seama şi de valorile gradului de umiditate arătate în tabelul 13.3.

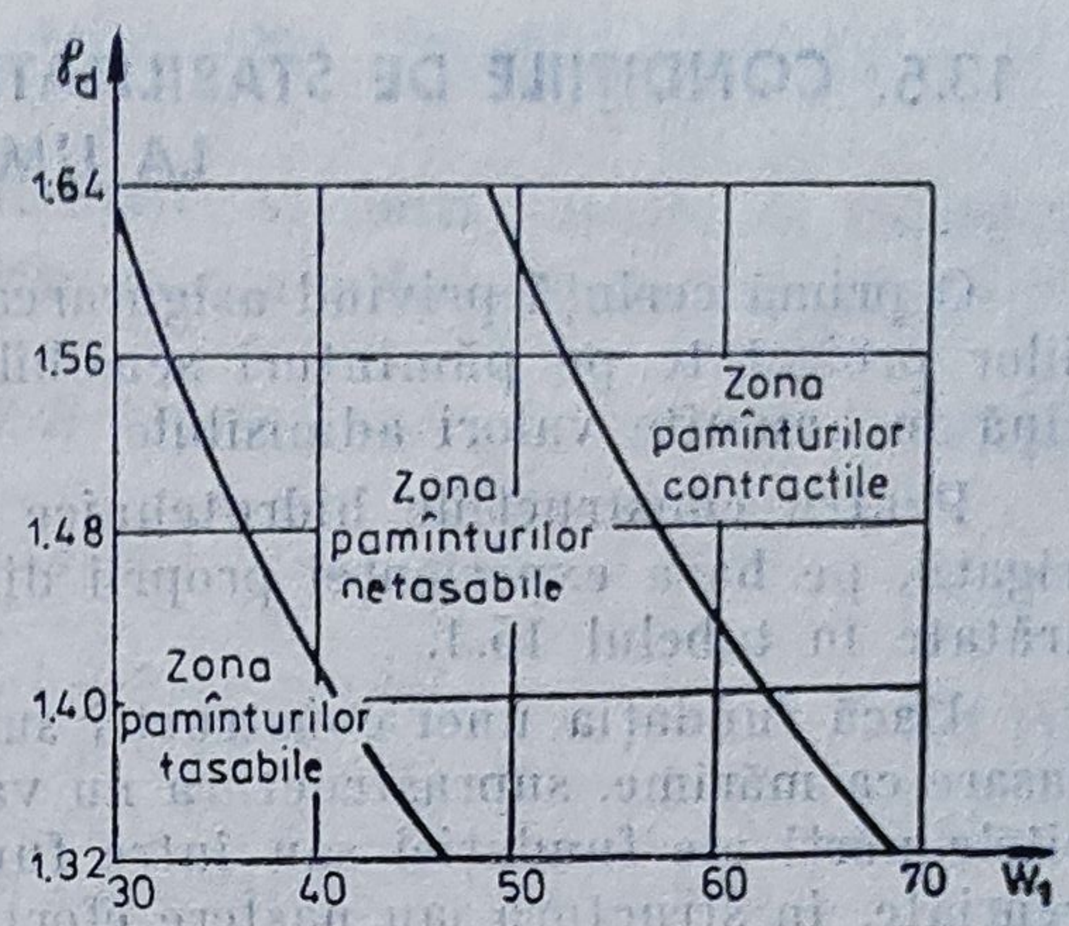


Fig. 13.5 — Determinarea grafică a comportării loessurilor şi pămînturilor loessoide la umezire

În funcţie de rezultatele unor încercări experimentale de teren, loessurile şi pămînturile loessoide se pot considera sensibile la umezire dacă sînt satisfăcute relaţiile :

$$\eta_1 = \frac{S_i}{S_n} \geqslant 5 \text{ şi } \delta = S_i - S_n \geqslant 3 \text{ cm} \qquad (13.9)$$

în care : S_i este tasarea unei plăci de încărcare cu suprafaţa de 5 000 cm² la o presiune de 3 daN/cm² ;

S_n — tasarea plăcii înainte de inundare, sub influenţa aceleiaşi presiuni.

În general, încercările de teren prin inundare, mai ales cînd sînt executate la scară mare, furnizează cele mai concludente date privind comportarea pămînturilor respective.

Terenul de fundaţie care cuprinde în stratificaţie pămînturi sensibile la umezire, poate aparţine uneia din următoarele grupe :

— Grupa A cuprinzînd terenurile de fundare pentru care $I_{mg}^{ef} \leqslant 5$ cm ;

— Grupa B terenurile de fundare pentru care $I_{mg}^{ef} \geqslant 5$ cm ;

în care : I_{mg}^{ef} este valoarea tasării efective prin umezire sub sarcina geologică, determinată prin inundarea artificială a unei incinte experimentale.

La lucrările mai puţin importante din clasele a III-a şi a IV-a şi izolat mai importante din clasa a II-a, în lipsa datelor furnizate de inundări experimentale, aprecierea grupei în care se încadrează terenul de fundare se poate face ţinîndu-se seama de grosimea depozitelor loessoide şi de valoarea orientativă a tasării prin umezire sub sarcina geologică I_{mg}^{c}, calculată pe baza rezultatelor încercărilor de laborator, după cum urmează :

— pentru grosimi h care nu depăşesc 5 m de la suprafaţa terenului pămîntul de fundare se consideră ca aparţinînd grupei A ;

— pentru grosimi $5 \leqslant h \leqslant 10$, pămîntul se va considera aparţinînd :

— grupei A dacă $I_{mg}^{c} < 20$ cm ;

— grupei B — dacă $I_{mg}^{c} > 20$ cm ;

— pentru grosimi $h > 10$ m, pămîntul de fundare se va considera ca aparţinînd grupei B.

13.5. CONDIȚIILE DE STABILITATE ALE PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

O primă cerință privind asigurarea condițiilor de stabilitate a construcțiilor proiectate pe pămînturi sensibile la umezire este limitarea tasărilor pînă în anumite valori admisibile.

Pentru construcțiile hidrotehnice întîlnite mai frecvent în rețelele de irigații, pe baza experienței proprii din cadrul D.I.F.C.A. se admit tasările arătate în tabelul 15.1.

Dacă fundația unei construcții suferă pe întreaga sa suprafață aceeași tasare ca mărime, suprastructura nu va fi afectată. În situația că între diferitele părți ale fundației sau între fundațiile izolate se produc tasări diferențiate, în structură iau naștere eforturi suplimentare și cînd aceste deplasări cresc peste anumite limite, structura poate înregistra degradări și chiar cedări. Limitele respective, stabilite de Skempton, MacDonald și Bjerrum sub forma tasării relative pentru diferite construcții sînt prezentate în tabelul 13.4. Prin tasare relativă se înțelege diferența între tasările absolute a două fundații învecinate, raportate la distanța între ele.

TABELUL 13.4

DEFORMAȚII RELATIVE LA CARE SÎNT DE AȘTEPTAT DEGRADĂRI ALE CONSTRUCȚIILOR

Tasarea relativă	Comportarea construcției
1/750	Limita la care pot apărea dificultăți în funcționarea utilajelor sensibile la tasări
1/600	Limita pericolului de degradare a cadrelor cu diagonale
1/500	Limita de siguranță la clădirile pentru care nu sînt permise fisurile
1/300	Limita la care sînt de așteptat primele fisuri în zidurile despărțitoare
1/250	Limita la care înclinarea construcțiilor rigide înalte devine vizibilă
1/150	Fisuri apreciabile în zidurile despărțitoare și în zidăria de cărămidă
1/150	Limita de siguranță pentru zidurile flexibile de cărămidă, la care $h/l < 1{,}4$
1/150	Limita la care pot apărea degradări generale ale structurii construcțiilor

Deformațiile care se produc în pămînturile de fundație sînt condiționate pe de o parte de sistemul construcției și solicitările exercitate la talpa de fundație, iar pe de altă parte de caracteristicile pămîntului : tasarea specifică suplimentară la umezire, modulul de compresibilitate, rezistența structurală la umezire, umiditatea critică, gradul de neuniformitate al tasărilor. În calculele ce se efectuează privind asigurarea unor condiții de stabilitate, se poate interveni mai mult sau mai puțin cu exactitate asupra factorilor legați de construcție : stabilirea dimensiunilor fundațiilor, alegerea sistemelor statice etc. În schimb, calculele efectuate cu caracteristicile arătate ale pămîntului sînt mult mai aproximative, impunîndu-se adoptarea în consecință a unor coeficienți de siguranță corespunzători.

O condiție importantă în legătură cu asigurarea stabilității construcțiilor este evitarea formării în terenul de fundație a unor zone cu deformații plastice care să se extindă peste anumite limite, de obicei pînă la adîncimea de maximum 1/4 din lățimea fundațiilor. În acest caz se poate admite că în ansamblu

între eforturile date de fundaţie şi deformaţia terenului $S = f(\sigma)$ este o corelaţie liniară.

Presiunea normată la talpa de fundare, stabilită funcţie de condiţiile respective de limitare a zonelor plastice, se poate deduce din formulele (9) :

$$P_n = (A \cdot b + B \cdot h)\gamma + D \cdot c \qquad (13.10)$$

şi în cazul unui subsol mai adînc de 2 m

$$P_n = \left(A \cdot b + B \frac{2 \cdot h + h_f}{3}\right)\gamma + D \cdot c \qquad (13.11)$$

în care : γ este greutatea volumică în stare naturală a pămîntului ;

c — coeziunea pămîntului ;

h — adîncimea tălpii de fundare faţă de suprafaţa terenului din imediata vecinătate ;

h_f — factor care se determină cu formula :

$$h_f = C_1 + C_2 \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma} \qquad (13.12)$$

C_1 fiind diferenţa de nivel dintre talpa de fundare şi cota de pozare a pardoselii subsolului, C_2 grosimea radierului şi γ_f densitatea radierului subsolului ;

b este lăţimea fundaţiei ;

A, B, D — coeficienţi stabiliţi în funcţie de Φ, arătaţi în tabelul 13.5.

TABELUL 13.5

VALORILE COEFICIENŢILOR *A*, *B*, *D*, DIN FORMULELE PENTRU DETERMINAREA CAPACITĂŢII PORTANTE A LOESSURILOR ŞI PĂMÎNTURILOR LOESSOIDE

Unghi de frecare interioară aparentă Φ	Coeficienţi			Unghi de frecare interioară aparentă Φ	Coeficienţi		
	A	*B*	*D*		*A*	*B*	*D*
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,12	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

În calculele preliminare pentru construcţiile mai importante şi definitive la construcţiile provizorii sau de mică importanţă, presiunea normată se poate lua în conformitate cu datele de la capitolul 8.

13.6. MĂSURI PENTRU REMEDIEREA STABILITĂȚII CONSTRUCȚIILOR AFECTATE DE TASĂRILE TERENULUI

Umezirea pămîntului de fundație în amenajările hidrotehnice este din punct de vedere practic un fenomen inevitabil, care trebuie luat în considerare la proiectare, astfel ca tasările produse să poată fi preluate de construcții.

Dacă măsurile preconizate nu sînt suficiente și pe parcursul tasărilor se constată degradări ale construcțiilor, este necesar ca remedierile cu caracter definitiv să fie efectuate numai după terminarea fenomenelor de tasare a terenului. În consecință orice întîrziere a dezvoltării tasărilor, în situația că acestea au început, este nedorită, datorită amînărilor ce se impun la efectuarea reparațiilor. Trebuie astfel favorizată inundarea cît mai rapidă, uniformă, a terenului.

În frecvente cazuri, ca urmare a tasărilor, se produc o serie de fisurări ale construcțiilor, care de la caz la caz trebuie examinate, pentru a se constata natura reparațiilor necesare.

În cazul unor fisurări ușoare se impune simpla reparație a tencuielilor. Dacă prin tasări este afectat sistemul de rezistență, se poate pune problema unor ramforsări prin diferite procedee constructive.

În practica noastră s-au constatat, în unele cazuri, degradări ale zidurilor stațiilor de pompare, în zona de racordare cu conductele de aspirație sau refulare, produse de regimul diferit de tasare. În astfel de situații s-a procedat la tăierea conductelor și inundarea masivă a pămînturilor din zonă, astfel ca tasările să se consume cît mai rapid, ulterior rămînînd resudarea conductelor.

La fundațiile netasabile așezate de exemplu pe piloți, se constată o serie de urmări, dintre care unele neplăcute din cauza tasării pămîntului din imediata vecinătate sau chiar sub radierul construcțiilor respective. Pentru astuparea golurilor produse între fundația rămasă nemișcată a construcției și pămîntul de sub aceasta, lăsat sub influența greutății sale proprii, se injectează lapte de ciment prin țuțuri speciale prevăzute în acest scop în radier. Alte degradări ce survin din cauza tasărilor inegale în imediata vecinătate a construcțiilor, prevăzute cu fundații de adîncime, reclamă diferite măsuri de remediere, care în general sînt ușoare dacă fenomenele respective sînt anticipate prin proiectarea inițială a construcției.

Tasările neuniforme urmate de înclinarea construcțiilor în urma umezirilor neuniforme, se pot remedia prin inundarea pămîntului din întreg amplasamentul construcției, acestea constituind operații relativ simple în cazul unor structuri monolit bine rigidizate și puțin înalte. La construcții înalte și cu o structură mai complexă, efectuarea inundărilor în vederea uniformizării tasărilor este legată de o serie de dificultăți și în consecință trebuie efectuată cu atenție. Cu toate aceste dificultăți, experiența acumulată atît în România, cît și în alte țări, permite abordarea cu curaj a lucrărilor respective. În general, în prezent se aplică două scheme diferite pentru redresarea construcțiilor și anume :

— umezirea dirijată a pămîntului de fundație în partea opusă celei în care s-a produs înclinarea ;

— excavarea pămîntului sub fundație, de asemenea, în partea opusă înclinării.

În poziţia înclinată a construcţiei umezirea trebuie efectuată în mod dirijat, pentru a nu se accentua tasarea construcţiei tocmai în zona lăsată. Cantitatea de apă necesară se anticipează prin calcule funcţie de umezirea necesară a fi realizată în teren pînă la obţinerea redresării. Apa se poate turna în şanţuri executate în imediata vecinătate a fundaţiilor, sau se poate introduce în teren prin intermediul unor foraje, aşa cum s-a procedat în cazul unei staţii de pompare din sistemul Mircea Vodă-Carasu.

O altă lucrare a fost redresarea unui bloc de locuinţe cu 5 nivele, posibilitatea aplicării acestui procedeu fiind favorizată de următorii factori:

— rigiditatea spaţială a construcţiei;

— prezenţa sub fundaţii a unui strat compactat prin batere cu maiuri grele;

— uniformitatea pămînturilor de fundaţie în privinţa sensibilităţii la înmuiere;

— viteza apreciabilă de desfăşurare a tasărilor.

Operaţiile mai importante în cadrul lucrărilor pregătitoare au fost:

— determinarea caracteristicilor fizice-mecanice ale pămînturilor de fundaţie pe probe recoltate din foraje;

— executarea unor foraje drenante în lungul fundaţiilor cu diametrul de 500 mm şi adîncimea de 7 m;

— amenajarea unei reţele temporare de aducere a apei în foraje;

— montarea de reperi pentru urmărirea tasărilor.

Operaţiile din cadrul lucrărilor propriu-zise de redresare au fost:

— inundarea controlată a pămîntului;

— urmărirea cu ajutorul reperilor a tasărilor survenite;

— observarea tasării survenite în diferite straturi ale pămîntului de fundaţie;

— efectuarea de observaţii vizuale asupra construcţiei.

Operaţiile de inundare au durat două luni, în care timp s-a introdus în pămînt un volum de apă de 6 920 m^3, care a determinat producerea unor tasări pînă la cca 1 m (11).

În ţara noastră prima lucrare de redresare a unei construcţii înclinate din cauza tasării loessurilor din fundaţie, condusă de I. S t ă n c u l e s c u, a fost la un castel de apă din gara Feteşti în 1951.

În general, după efectuarea redresărilor prin umeziri dirijate a construcţiilor hidrotehnice, este bine ca inundarea pămîntului să se continue uniform sub toată fundaţia, în vederea anihilării în mod cît mai radical a sensibilităţii la umezire.

Excavările sub fundaţii a unor mici volume de pămînt urmăresc realizarea sprijinirii tălpii de beton pe fîşii reduse de teren, care, prin strivire din cauza marii lor solicitări, produc tasarea urmărită a construcţiei.

13.7. FUNDAREA CONSTRUCŢIILOR HIDROTEHNICE PE PĂMÎNTURI MACROPORICE

Majoritatea construcţiilor realizate în ţara noastră în cadrul reţelelor de irigaţii în zone loessoide, s-au aşezat pe pămînturi îmbunătăţite parţial, fără a se fi luat măsuri radicale de anihilare a sensibilităţii la umezire, aşa cum se solicita într-o etapă iniţială de către o serie de specialişti.

La abordarea problemelor de alegere a sistemului de fundare și modului de amenajare a terenului de fundație, trebuie luate în considerare în primul rînd caracteristicile construcțiilor și tasările pe care acestea le pot suporta, valorile limită în această privință fiind prezentate în tabelul 15.1.

În continuare se prezintă o serie de principii generale care trebuie avute în vedere la proiectarea construcțiilor hidrotehnice amplasate pe pămînturi macroporice sensibile la umezire.

1. În cazul unor pămînturi macroporice de tip A, cu grosimi pînă la cîțiva metri și construcții sensibile la tasări, se impune coborîrea fundațiilor pînă la baza pămînturilor sensibile la umezire. Așezarea construcțiilor pe complexul loessoid este posibilă dacă presiunea exercitată la talpa de fundare nu depășește rezistența structurală la umezire.

2. În cazul pămînturilor loessoide de tip B, cu grosimi mai mari de 6...8 m, alegerea soluției depinde de rezultatele unor calcule tehnico-economice prin care se compară o serie de măsuri posibile, din care cele mai caracteristice sînt arătate la punctele din continuare.

3. Pentru grosimi de pămînturi sensibile la umezire pînă în jur de 14...15 m se poate pune problema fundațiilor de adîncime cu puțuri sau piloți.

4. Tot în cazul unor grosimi ale pămînturilor sensibile la umezire pînă în jur de 14...15 m se poate efectua o compactare de adîncime prin piloți de pămînt sau tratare chimică.

5. Dacă pămînturile insensibile la umezire se dezvoltă pe grosimi mai mari de 15 m, executarea fundațiilor de adîncime devine greoaie și în această situație se ridică problema compactării de adîncime a pămînturilor prin umezire prealabilă.

6. În cazul așezării construcțiilor pe fundații de adîncime, coborîte pînă la patul insensibil al complexului loessoid, se impune luarea în considerare a urmărilor provenite din tasarea terenului înconjurător și a celui de sub talpa fundației care rămîne nemișcată. La construcțiile care rețin apa, vor fi luate măsuri de preîntîmpinare a scurgerilor de apă prin zonele de pămînturi afînate aflate la contactul dintre elementele constructive netasate și terenul învecinat tasat și vor trebui astupate golurile ce se produc eventual sub fundații. În practica noastră, în radierele construcțiilor respective, se lasă ștuțuri, prin care se pot face injectări cu lapte de ciment pentru astuparea golurilor survenite, care și-au dovedit eficacitatea într-o serie de cazuri.

7. La racordarea diferitor conducte așternute pe pămînturi tasabile cu elemente constructive ce rămîn nemișcate, de exemplu stații de pompare așezate pe fundații de adîncime, se impune luarea de măsuri corespunzătoare: se prevăd la contacte racorduri sistem burduf care permit diferențe de tasări, conductele de acces în stații se lasă flexibile pe o lungime mai mare etc. Măsurile enumerate s-au comportat conform așteptărilor la construcțiile unde au fost prevăzute, independent de diametrul pînă la 1 m al conductelor și ordinul a zecilor de centimetri diferențe de tasare dintre suprafața terenului și construcție.

8. Datorită afectării terenurilor loessoide prin tasări, la calculul stabilității hidrodinamice ale acestora sub influența apelor de infiltrație, în zona construcțiilor de reținere a apelor, se impune adoptarea unui coeficient de siguranță de două ori mai mare față de cazul construcțiilor similare amplasate pe pămînturi cu o aceeași compoziție granulometrică însă netasabile.

9. O soluție atrăgătoare este evitarea tasărilor prin realizarea de fundații cu presiuni inferioare rezistenței structurale. Evitarea totală a pră

bușirilor în acest caz este condiționată de o grosime relativ redusă a pămînturilor sensibile la umezire, astfel ca fenomenele de tasare să nu fie provocate de greutatea proprie a pămîntului.

10. Dacă executarea fundațiilor de adîncime sau luarea de măsuri privind lichidarea integrală a sensibilității la umezire sînt greu de realizat, se pune problema, așa cum s-a arătat anterior, a îmbunătățirii parțiale a terenului cu prevederea a o serie de măsuri, arătate mai jos, care să permită comportarea în bune condiții a construcțiilor :

a. Se prevăd sisteme de fundare care transmit terenului solicitări cît mai reduse, astfel ca tasările totale să nu depășească limitele admisibile pentru construcțiile avute în vedere.

b. În același scop de reducere a tasărilor se poate executa fie o compactare de suprafață cu maiuri grele, fie se realizează perne din pămînturi îndesate, sau aceste două metode se combină.

c. Neuniformitatea posibilă a tasărilor în cazul existenței unui emisar de apă, de exemplu un canal în imediata vecinătate a uneia din laturile construcției, se previne prin mărirea distanței dintre acestea (construcția și emisarul de apă) la 2...3 ori grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire, dacă în adîncime există un pat drenant. O altă măsură, în locul măririi distanței de la sursa de apă la construcție, în vederea uniformizării tasărilor, este prevederea sub fundație în calea curentului de infiltrație a unui pat drenant care să asigure răspîndirea apelor sub toată construcția. În acest fel se evită lăsarea apelor de infiltrație un timp mai îndelungat numai într-o zonă marginală a construcției și se asigură în acest fel un regim de tasări mai uniform. În general, valoarea neuniformității tasărilor poate ajunge la cca 1/3 din valoarea tasărilor totale la construcțiile obișnuite.

d. Este necesar ca materialele de construcție utilizate să fie rezistente ca să poată prelua eforturile de compresiune și întindere. În același timp ele trebuie să fie relativ ușoare și capabile să reziste în bune condiții la un regim alternativ de umezire și uscare (beton armat, mase plastice).

e. Pentru lucrări cu dimensiuni reduse în plan, se dă preferință sistemelor constructive tip monolit, cu rigiditate spațială accentuată. Prin adoptarea unor astfel de soluții se creează o siguranță de exploatare ridicată, lucrările respective fiind mai rezistente și putînd să suporte mai bine tasările pămînturilor de fundație.

f. Pentru construcțiile cu dimensiuni mari, se adoptă structuri casetate cu rosturi de tasare la distanțe de maximum 10...15 m, care segmentează construcția în elemente rigide.

g. Vanele, stăvilarele și alte elemente mobile ale construcțiilor trebuie dispuse în cadre rigide, pentru ca buna lor funcționare să nu fie stînjenită în eventualitatea tasărilor neuniforme. Cînd există pericolul unor tasări mari, este recomandabil ca la construcțiile mai importante să fie prevăzute stăvilare provizorii, care să funcționeze în perioadele efectuării eventualelor reparații.

h. Părțile superioare ale construcțiilor trebuie să fie suprainălțate cu un spațiu de siguranță care să depășească tasarea probabilă.

j. Așezarea construcțiilor direct pe pămînturi de fundație loessoide neamenajate este posibilă dacă tasările sub influența umezirii prezintă valori mai mici sau cel puțin egale cu cele admisibile pentru construcțiile respective.

1. Construcțiile din interiorul perimetrelor de irigații, dispuse la o distanță mai mare de emisarii de apă din care se produc infiltrații de apă, nu sînt afectate de tasările lente produse de ridicarea treptată și uniformă a nivelului

freatic. În consecinţă, la diferite construcţii din cadrul sistemelor de irigaţii, dispuse la distanţe mai mari de 2...3 ori grosimea stratului de pămînturi sensibile la umezire faţă de un emisar, va fi suficientă o rigidizare simplă prin centuri de beton armat la socluri şi cornişe.

m. În cazul unor tasări posibile accentuate şi construcţii mici, se poate pune problema executării acestora din elemente prefabricate, uşor demontabile, care să permită refacerea simplă a oricăror degradări.

n. Eventualele lucrări provizorii pe pămînturi loessoide se proiectează cu forme constructive similare celor executate pe pămînturi insensibile la umezire. În acest caz, ca materiale de construcţie se pot utiliza cele recuperabile, masele plastice etc.

o. La calculele statice ale construcţiilor, elementele din beton şi beton armat trebuie considerate rigide, neputîndu-se conta pe elasticitatea acestora din cauza deformaţiilor în general mari ale terenului.

14. PĂMÎNTURILE CONTRACTILE

14.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Pămînturile contractile sînt constituite din formațiuni argiloase caracterizate prin însemnate variații de volum sezoniere care pot provoca degradări ale fundațiilor și construcțiilor.

Producerea variațiilor de volum este condiționată de prezența înspre suprafața terenului a unor straturi argiloase active susceptibile de contracții mari sub influența unor umectări sau uscări periodice. În instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și executarea construcțiilor pe pămînturi contractile — Indicativ P.70-73 — se cere ca aprecierea gradului de contractilitate a pămînturilor să se facă conform STAS 9262-73 pe baza rezultatelor încercărilor de laborator discutate în STAS 1913/12-82. O condiție importantă este stabilirea relației dintre presiunea de umflare și umiditatea inițială a pămînturilor contractile de la cota de fundare. Studiul geotehnic va cuprinde, în mod obligatoriu, valoarea indicelui de contracție-umflare I_{CU}, care arată tendința de variație a volumului (contracție sau umflare), în funcție de care se stabilesc măsurile necesare la proiectarea și execuția construcțiilor fundate pe pămînturi contractile. Conform STAS 9262-72, indicele de contracție-umflare I_{CU} este dat de relația :

$$I_{CU} = \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_s} \tag{14.1}$$

în care : w_{sat} este umiditatea de saturație a pămîntului respectiv ;
w_s — limita de contrație, determinată conform STAS 1913/12-82;
w — umiditatea naturală a pămîntului.

Din punct de vedere al stării de contractilitate, în funcție de valoarea I_{CU}, pămînturile contractile pot prezenta următoarele stări :
— $I_{CU} = 0$, posibile numai fenomene de contracție ;
— $0 < I_{CU} < 1$, posibile atît fenomene de contracție, cît și fenomene de umflare ;
— $I_{CU} = 1$, posibile numai fenomene de umflare.

În cadrul studiilor geotehnice, în afară de sensibilitatea la contractilitate vor trebui să fie precizate : adîncimea față de suprafața terenului pînă la care se resimt variațiile de volum ale terenului, amploarea fenomenelor, prezența surselor de apă și posibilitatea accesului acestora în zona activă de sub fundații, schimbarea caracteristicilor de tăiere în funcție de variațiile de volum etc.

Stabilirea capacităţii portante se face funcţie de caracteristicile de tăiere în stare naturală ale pămînturilor şi nu după umflarea lor, cu condiţia însă a turnării betonului de fundaţie neîntîrziat după terminarea săpăturilor.

Într-o serie de cazuri apreciate de specialişti, de exemplu la stabilirea înclinării taluzurilor, proiectarea urmează a se face însă în funcţie de caracteristicile de tăiere ale pămînturilor degradate prin procesele de umflare contracţie. În cazul argilelor sarmatice, care prezintă o mare răspîndire în ţară, caracteristicile de tăiere după inundare scad în mod sensibil şi anume, unghiul de frecare interioară aproape de 2 ori, iar coeziunea de 4...5 ori. Acesta este motivul adoptării de taluzuri dulci la canalele din cadrul reţelelor hidroameliorative, executate în pămînturi contractile.

În general, variaţiile de volum sînt provocate de infiltraţiile de apă provenite din diferite surse. În cazul unor infiltraţii permanente generate de caracterul construcţiei, de exemplu a celor hidrotehnice, la care preîntîmpinarea infiltraţiilor de apă în pămînt este în general ineficace şi deseori se produce în mod repetat, în primul an ridicarea construcţiilor provocate de umflarea pămînturilor umezite este maximă, fiind înregistrate cazuri de 5...10 mm/lună; în cel de al doilea an intensitatea ridicărilor scade la 0,5...1,5 mm/lună, iar în continuare fenomenul respectiv diminuează şi nu mai prezintă importanţă practică. Această scădere a intensităţii procesului de contractilitate, funcţie de creşterea numărului de cicluri umeziri-uscări, este denumită sugestiv de unii cercetători „oboseala umflării“ ([16]).

Referitor la construcţiile nehidrotehnice, unde se pot lua măsuri eficace contra infiltraţiilor de apă în pămînt, este necesar de avut în vedere influenţa agenţilor climatici, care în funcţie de anotimp, determină schimbarea umidităţii pămînturilor, urmată în consecinţă de variaţia sezonieră a volumului acestora.

Măsurile ce se adoptă la proiectarea construcţiilor fundate pe pămînturi contractile se aleg în funcţie de adîncimea de fundare stabilită, importanţa şi destinaţia construcţiei precum şi caracteristicile pămîntului. În general pentru a se evita degradarea construcţiilor se pot avea în vedere mai multe procedee constructive, după cum urmează :

1. Se adoptă sisteme constructive susceptibile să reziste la variaţiile de volum ale pămînturilor din fundaţii şi se iau măsuri de preîntîmpinare ale infiltraţiilor de apă în teren.

2. Pămînturile periculoase de sub fundaţii se înlocuiesc complet sau parţial prin umpluturi necontractile, astfel ca deformaţiile provocate să nu fie dăunătoare pentru construcţii.

3. Se utilizează pernele compensatorii.

4. Pămînturile de fundaţie se îmbunătăţesc mai ales prin inundare.

5. Se pot utiliza piloţi încastraţi în pămînturile necontractile din adîncime, măsură care însă în practica noastră nu se aplică, astfel că în cele ce urmează aceasta nu va fi descrisă.

Metodele enumerate nu epuizează toate posibilităţile şi există cazuri cînd este utilă aplicarea în paralel a mai multor posibilităţi de prevenire a influenţelor defavorabile provocate de variaţiile de volum ale pămînturilor din fundaţii.

Din punct de vedere al gradului de asigurare împotriva degradărilor, construcțiile se pot realiza :

— cu asigurarea de gradul I, cînd prin măsurile ce se iau se urmărește ca toate elementele componente și construcția în ansamblul ei să poată prelua eforturile suplimentare provenite din tasări sau împingeri rezultate din contracția sau umflarea terenului, fără a se periclita structura de rezistență și împiedica o exploatare normală ;

— asigurarea de gradul II, cînd măsurile ce se iau au drept scop limitarea degradărilor, astfel încît acestea să nu producă totuși daune importante ; această soluție este rațională în cadrul rețelelor hidroameliorative, atunci cînd remedierea pe parcurs a degradărilor revine mai puțin costisitoare decît adoptarea de la început a unor măsuri radicale.

14.2. SISTEME DE FUNDARE. MĂSURI PENTRU PREVENIREA INFILTRAȚIILOR DE APĂ

Primele măsuri mai importante care trebuie avute în vedere în legătură cu proiectarea sistemelor de fundare sînt : coborîrea fundațiilor sub zona de influență a agenților atmosferici și realizarea de presiuni ridicate asupra pămîntului care să preîntîmpine tendința de umflare.

În afara acestor măsuri importante, în vederea depășirii zonei de influență a agenților atmosferici, la construcțiile respective se vor mai impune următoarele :

a) clădirile și fundațiile vor fi secționate prin rosturi dispuse la distanțe între ele de maximum 30 m ;

b) conductele purtătoare de apă, ce intră sau ies din clădiri, vor fi prevăzute cu racorduri elastice și etanșe la traversarea zidurilor sau fundațiilor.

În același timp este recomandabil să se adopte pentru construcții forme geometrice cît mai regulate și să se evite lăsarea sub fundații a unor lentile de pămînt moi, care să poată provoca tasări sub influența presiunilor mai ridicate. Anexele clădirilor vor fi fundate de regulă la aceeași adîncime cu construcțiile respective, pentru a se evita degradarea lor.

În cazul fundării la o adîncime mai mică, sau construcții importante, măsurile pentru preîntîmpinarea degradărilor sînt mai deosebite.

La construcțiile parter se va avea în vedere principiul ca lungimea tronsoanelor segmentate prin rosturi de tasare să nu depășească înălțimea acestora. Fiecare porțiune de construcție tronsonată va avea înălțimea constantă și va fi prevăzută cu centuri de beton care să asigure o comportare corespunzătoare. La clădirile numai parter, de formă în plan apropiată de patrat, centura superioară poate fi înlocuită cu armarea zidăriei la colțuri, pe 1,50...2,00 m lungime de fiecare latură, care să depășească în orice caz golurile ușilor și ferestrelor. Centurile se armează de regulă simetric, avînd minimum 4 fiare $\varnothing$ 12. Pentru centuri cu lățime mai mare de 25 cm, sînt necesare minimum 6 fiare $\varnothing$ 12.

La construcții cu subsoluri așezate pe pămînturi contractile, zidurile sub suprafața terenului se pot arma și trebuie evitată realizarea acestora din cărămidă. Înălțimea medie a zidurilor armate de la subsoluri trebuie să fie de 1,5...2,0 m și la pămînturi pronunțat contractile lungimea lor se va limita la 3...4 m ([16]).

În vederea realizării de presiuni ridicate asupra pămîntului, se pot utiliza fundaţii pahar oprite în masa pămînturilor susceptibile la mici variaţii de volum, sau coborîte pe pămînturi necontractile.

Fundaţiile sistem radier pot fi armate sau nearmate, dimensionarea acestora efectuîndu-se în funcţie de solicitarea construcţiei şi de presiunea de umflare a pămîntului, care de obicei este mai importantă. În această privinţă se vor avea în vedere momentele încovoietoare, forţele de tăiere şi săgeţile maxime. În unele cazuri cu aprecieri necorespunzătoare, s-au constatat rotiri ale zidurilor susţinute de radierele împinse în sus şi fisurări la contactul dintre radiere şi ziduri. Pentru prevenirea unor astfel de degradări, în multe cazuri se prevăd rosturi la contactul dintre pereţi şi radiere. Un efect pozitiv asupra comportării radierelor are aşezarea acestora pe un strat drenant de pămînt grosier în grosime de cca 10 cm. În vederea realizării de presiuni ridicate asupra pămîntului de fundaţii, se pot avea în vedere şi radiere cu grinzi între care rămîn goluri, sistem în general scump din care cauză nu se are în vedere decît în situaţii deosebite.

În vecinătatea construcţiilor amplasate în zone cu terenuri contractile este importantă oprirea infiltraţiilor de apă în apropierea fundaţiilor, pentru a se preveni variaţiile de volum ale pămînturilor. Sursele de apă pot fi scurgerile din canalizări şi reţelele de alimentare cu apă, infiltraţiile apelor provenite din precipitaţii etc.

Un rol important în această privinţă prezintă trotuarele etanşe din jurul clădirilor. Acestea vor trebui să aibă o lăţime de minimum 1,50 m şi se vor aşeza pe un strat de pămînt stabilizat, în grosime de 20 cm prevăzut cu pantă de 5% spre exterior, fiind totodată necesară realizarea unui pinten.

Evacuarea apelor de pe acoperiş trebuie făcută prin burlane la rigole impermeabile, special prevăzute în acest scop, cu debuşee asigurate.

Prin măsurile de sistematizare verticală trebuie să se evite stagnarea apelor superficiale la distanţe mai mici de 10 m în jurul fiecărei construcţii.

Este importantă recomandarea de a se evita plantarea sau menţinerea de diferiţi arbori sau arbuşti în apropierea construcţiilor. Spaţiul de siguranţă respectiv nu trebuie să fie mai mic de $L = 7{,}50$ m, iar pentru cazurile de fundare superficială ($D < 2{,}0$ m) cu pămînt foarte contractil, se recomandă $L = 30$ m.

Dezrădăcinarea copacilor se va face într-o perioadă umedă (primăvara sau toamna), umplerea golurilor efectuîndu-se imediat, cu pămînt local sau preferabil stabilizat, bine compactat.

La construcţiile hidrotehnice, aşa cum s-a arătat anterior, infiltraţiile de apă în majoritatea cazurilor sînt inevitabile, fapt ce trebuie avut în vedere în proiectare. Un fapt pozitiv ar fi saturarea terenurilor fără posibilitate de uscare ulterioară, aşa cum deseori se poate conta în practica construcţiilor din cadrul reţelelor hidroameliorative.

14.3. ÎNLOCUIREA PĂMÎNTURILOR PERICULOASE DE SUB FUNDAŢII ŞI PERNELE COMPENSATOARE

Înlocuirea pămînturilor pronunţat contractile de sub fundaţii reprezintă o metodă utilă de asigurare a stabilităţii construcţiilor. În practică se constată că fundaţiile aşezate pe straturi granulare, urmate la adîncimi mai mari de 1,5 m cu pămînturi contractile, nu suferă degradări specifice variaţiilor de

volum ale terenurilor. Realizarea de umpluturi artificiale în grosimi de cca 1,2...1,5 m nu exclude însă totdeauna pericolul degradărilor, mai ales dacă la execuţie se produce umezirea patului argilos contractil. Pînă în prezent nu s-a putut justifica în mod corespunzător această diferenţă de comportare dintre pămînturile naturale şi pernele artificiale, una din cauze fiind atribuită şi extinderii laterale faţă de perimetrul construcţiilor a straturilor de pămînt naturale, superficiale, necontractile. Din această cauză umpluturile, indiferent de grosimea lor chiar în jur de cca 1,5 m, trebuie extinse în afara fundaţiilor cel puţin 2...3 m şi se impun o serie de măsuri privind condiţiile de realizare şi natura pămîntului utilizat.

Greutatea volumică uscată recomandabilă a pămînturilor din corpul pernelor este de cca 1,6...1,8 kN/m³ şi se va evita pe cît posibil inundarea săpăturilor de fundaţie în timpul lucrărilor de execuţie.

Pămînturile utilizate este bine să fie nisipoase, uşor argiloase, pentru a fi rezistente şi în acelaşi timp să nu permită infiltraţiile lesnicioase de apă sub fundaţii. În cazul executării de umpluturi argiloase se impun încercări de laborator pentru a se evita punerea în operă a unor pămînturi contractile. Este necesar ca umpluturile respective să fie aşternute în straturi, de 15...20 cm, bine compactate.

O măsură eficace este coborîrea pernelor pînă la pămînturi necontractile.

În unele cazuri în practică se utilizează perne compensatoare, care diminuează în mod sensibil presiunea de ridicare a pămînturilor umezite neuniform asupra fundaţiilor. Schema unei perne compensatoare şi ansamblul de forţe care acţionează asupra acesteia, se vede din figura 14.1. Datorită presiunii mai ridicate exercitate de fundaţie p_f şi a presiunilor mai reduse q produse de umplutura din jurul fundaţiilor, pămîntul din perna compensatoare, împins de forţele de umflare a pămîntului umezit, se deplasează în lungul suprafeţelor laterale ale nucleului îndesat arătat în figura 14.1, care astfel joacă rolul unei pene. În funcţie de o serie de lucrări experimentale, s-au stabilit următoarele în legătură cu pernele compensatoare :

1. Nucleul îndesat de sub fundaţii reduce cu cca 50% ridicarea fundaţiilor şi diminuează în mod sensibil neuniformităţile acestui fenomen.

2. Procedeul cu perne compensatoare se recomandă la fundaţiile continue.

3. Admiţînd că lăţimea fundaţiilor este b_f, înălţimea pernei se ia între 1,00 şi 1,2 b_f, iar lăţimea acestora între 1,8 b_f şi 2,2 b_f.

4. Greutatea volumică uscată a pernelor nisipoase trebuie să fie de cca 1,6 t/m³.

5. Fundaţiile urmează să exercite o presiune p cît mai ridicată, iar umplutura laterală nu trebuie să apese cu mai mult de 0,25 p.

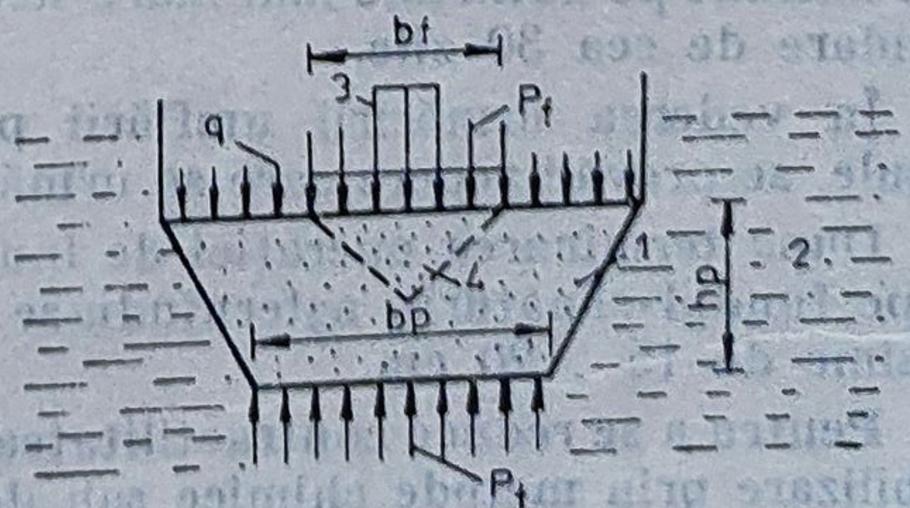


Fig. 14.1 — Schema forţelor ce acţionează asupra unei perne compensatoare :
1 — nisip ; *2* — pămîntul care se umflă ; *3* — fundaţia ; *4* — nucleul îndesat

6. În cazul unei presiuni de umflare a pământului mai mare de 2,5 daN/cm², pernele trebuie executate din nisip fin sau mediu ([38]).

Dimensiunile pernelor compensatoare se stabilesc în funcție de lățimea fundației, corespunzător datelor din tabelul 14.1.

TABELUL 14.1

DIMENSIUNILE PERNELOR COMPENSATOARE

Lățimea fundației b_f, în m	Dimensiunile pernei	
	h_p	b_p
$0,5 < b_f \leqslant 0,7$	$1,2\ b_f$	$2,2\ b_f$
$0,7 < b_f < 1$	$1,15\ b_f$	$2,0\ b_f$
$1 \leqslant b_f < 1,2$	$1,1\ b_f$	$1,8\ b_f$

14.4. ÎMBUNĂTĂȚIREA PĂMÎNTULUI DE FUNDAȚIE. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE

Metoda cea mai frecventă pentru anihilarea fenomenului de umflare a fundațiilor constă în umezirea prealabilă a pământurilor. În acest fel pământurile se umflă înaintea executării construcțiilor, eliminîndu-se pericolul producerii ulterioare a acestui fenomen, dacă nu se creează condiții de uscare ulterioare.

Conform recomandărilor lui S o r o c e a n, în acest scop se execută o săpătură la cotă uniformă, ridicată cu cca 0,3 m deasupra nivelului prevăzut pentru așezarea fundațiilor. În săpătura realizată se execută foraje cu diametrul de cca 80 mm, dispuse în formă de șah, la distanțe stabilite în funcție de caracteristicile structurale ale pământurilor. Forajele se umplu cu material macrogranular, pietriș, sau pietriș în masă nisipoasă, luîndu-se măsuri de prevîntîmpinare a antrenării în acestea a unui material colmatant dinspre suprafața terenului, în care scop, gurile forajelor se izolează cu cutii de scîndură. Adîncimea forajelor se ia cu cca 0,50 m mai mică față de grosimea stratului de pământ necesar a fi umezit. În săpătura de fundație amenajată cu foraje se introduce apă, care se menține pe o înălțime de cca 0,2...0,3 m timp de cca 2...4 luni.

F u H u a C h e n, în baza unor cercetări efectuate în S.U.A., menționează că pământurile umezite numai superficial au atins gradul de umiditate necesar pe o adîncime de cca 1,2 m după cca 24 zile de la începerea inundării superficiale a terenului fără utilizarea de foraje. Pentru realizarea unei umeziri pe adîncime mai mare acest cercetător recomandă o perioadă de inundare de cca 30 zile.

În vederea urmăririi umflării pământului, anticipată de obicei prin calcule, se prevăd repere care se urmăresc prin citiri de nivelment.

După terminarea operației de inundare, se decapează stratul superficial de pe fundul săpăturii, așternîndu-se în schimb pămînt macrogranular în grosime de 15...20 cm.

Pentru a se reduce contractilitatea pământurilor, se pot efectua lucrări de stabilizare prin metode chimice sau degresare cu nisip.

Pentru stabilizarea prin metode chimice, se recomandă utilizarea prafului de var nestins, în proporţie de 3...8% din greutatea pămîntului uscat. Procentul exact se stabileşte prin încercări, funcţie de natura şi umiditatea naturală a pămîntului tratat. Stabilizarea prin degresare cu nisip necesită un procent de 20...40% nisip grăunţos, care de asemenea se stabileşte prin încercări.

Operaţia propriu-zisă de stabilizare a pămînturilor contractile constă din amestecarea cît mai omogenă a pămîntului respectiv cu praf de var nestins sau cu nisip grăunţos.

În unele cazuri, pentru prevenirea fenomenelor de contracţii a pămînturilor argiloase, acestea se scarifică pe grosimi de aproximativ 0,5...0,6 m tratîndu-se cu cca 4...6% praf argilos sau preferabil ciment. Se poate arăta că practica cu prafuri argiloase, aplicată la scară redusă în multe ţări, este utilizată de secole în China.

Referitor la tehnologia de execuţie în zonele cu pămînturi contractile, trebuie menţionat că înainte de începerea săpăturilor la fundaţii, este absolut necesar ca suprafaţa terenului să fie bine curăţată şi nivelată, cu pante de scurgere către exterior, spre a nu se permite stagnarea apelor din precipitaţii şi curgerea lor în săpăturile de fundaţie. Toate aceste lucrări se vor efectua pe tronsoane, fără întreruperi şi în timp cît mai scurt, pentru a se evita variaţiile importante de umiditate a pămîntului contractil, în timpul execuţiei.

Ultimul strat de pămînt, de cca 30 cm grosime, din săpăturile de fundaţie, trebuie excavat pe porţiuni, eşalonat în timp — pe măsura posibilităţilor de execuţie a fundaţiilor în ziua respectivă şi imediat înainte de turnarea betonului de fundaţie, pentru a se evita efectele negative cauzate de variaţiile de umiditate.

Dacă totuşi se produc crăpături pe suprafaţa terenului la cota de fundare, înainte de turnarea betonului, se va proceda la matarea lor, fie cu lapte de ciment (dacă crăpăturile sînt mici), fie cu pămînt stabilizat, urmînd apoi compactarea suprafeţei terenului.

Umpluturile de sub pardoseli, precum şi cele pentru diferite ramblee sau astuparea şanţurilor conductelor, se vor realiza fie din pămînturi potenţial necontractile, fie din pămînturi stabilizate, aşa cum s-a arătat anterior. Punerea lor în operă va fi realizată în straturi de 15...20 cm bine compactate, fiind interzisă utilizarea materialelor drenante.

15. FENOMENELE DE TASARE

15.1. CONSIDERAȚII GENERALE. DETERMINAREA TASĂRILOR IMEDIATE

Tasările produse de sarcinile construcțiilor trebuie să se încadreze în anumite limite astfel ca să fie asigurată o exploatare normală și să se evite producerea degradărilor. În această privință fără o prea mare exagerare s-ar putea afirma că prevederea mărimii tasărilor probabile ale fundațiilor este una din cele mai importante contribuții ale mecanicii pămînturilor la proiectarea construcțiilor.

În paralel cu determinarea tasărilor totale este importantă și aprecierea eventualelor neuniformități ale acestora de care trebuie să se țină seama la proiectare. Neuniformitățile se accentuează în paralel cu creșterea tasărilor și în condițiile obișnuite pot ajunge la cca 0,5 din valoarea medie a acestora.

Pentru construcțiile hidrotehnice, executate mai frecvent în cadrul amenajărilor hidroameliorative, pînă în prezent s-au admis în linii generale tasările admisibile arătate în tabelul 15.1.

TABELUL 15.1

TASĂRILE ADMISIBILE PENTRU CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE DIN CADRUL SISTEMELOR DE ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Denumirea construcțiilor	Tasări admisibile cm
1	2
Stații de pompare mari și foarte mari	5
Stații de pompare mici și mijlocii cu suprastructură	10
Stații de pompare mici și mijlocii fără suprastructură	20
Bazine de aspirație	40
Bazine de refulare pentru viteze de ieșire din conductă pînă la 1,5 m/s	30
Bazine de refulare pentru viteze de ieșire din conductă mai mari de 1,5 m/s	20
Bazine de refulare percate cu dale articulate	50
Radierele disipatoarelor de energie	15
Canale de pămînt necăptușite	Nelimitat-condiționat de pericolul deversării apei
Canale de pămînt căptușite cu beton monolit	30
Canale căptușite cu dale mari din beton armat	50

TABELUL 15.1 (continuare)

1	2
Construcţii de pămînt* (diguri, diferite ramblee şi baraje)	50
Stăvilare automatizate hidraulic, deversoare cu mască	Tasări condiţionate de regimul de funcţionare
Stăvilare neautomatizate, poduri cu structuri obişnuite	15
Idem, cu structuri capabile de a prelua tasări mari	30
Construcţii pe canale de irigaţii din prefabricate care permit refaceri	50

* Cu condiţia ca tasarea să fie preluată de construcţiile de artă aferente masei de pămînt.

În cazul unor tasări anticipate mai mari decît cele arătate, aşa cum deseori se întîmplă în practică, se pot lua măsuri corespunzătoare.

În general problema tasărilor se rezolvă în ipoteza îndesării pămînturilor, fără a se ţine seama şi de influenţa în unele cazuri a tasărilor produse de anumite cedări plastice.

În mod condiţionat se admite că tasarea unei fundaţii S, în funcţie de presiune, sub forma cea mai generală, constă din suma a doi factori :

$$S = S_{lin} + S_{nelin} \tag{15.1}$$

în care : S_{lin} este componenta tasării proporţională cu presiunea la talpa de fundare ;

S_{nelin} — componenta tasării în zona neliniară a curbei „compresiune-tasare".

În mod aproape general, în practica construcţiilor, se evită presiunile la talpa de fundare care determină curbe de compresiune tasare neliniare. Tasarea în zona de proporţionalitate cu presiunile care au provocat-o, S_{lin}, se poate exprima într-o formă generală prin expresia :

$$S_{lin} = S_{imed} + S_{intîrz.} \tag{15.2}$$

în care : S_{imed} este tasarea produsă rapid după aplicarea sarcinilor ;

$S_{intîrz.}$ — tasarea întîrziată-finală, produsă într-o perioadă de timp mai scurtă sau mai lungă aşa cum s-a arătat la 4.1.

Tasarea imediată este produsă de cedarea elastică dată de particulele care constituie scheletul mineral, legăturile dintre particule, apa şi gazele din pămînt.

Pentru determinarea S_{imed} se propune utilizarea formulei :

$$S_{imed} = \frac{2 \cdot \omega \cdot p \cdot (1 - \nu^2) \cdot a}{M} \tag{15.3}$$

în care : ω este un coeficient care se stabileşte cu ajutorul tabelului 15.2, funcţie de raportul laturilor $n = L/B$;

p — presiunea la talpa de fundare, eventual diminuată cu sarcina geologică la cota respectivă ;

ν — coeficientul lui Poisson — coeficient de deformare laterală — vezi 15.4 ;

a — jumătatea la turii mici a fundaţiei sau raza fundaţiei circulare ;

M — modulul de deformaţie edometric determinat fără preconsolidare şidrenare ([13]).

TABELUL 15.2

VALORILE COEFICIENTULUI ω

Forma fundației	Punctul central al fundației	Punctele de colț de pe conturul fundației	Valoarea medie după Schleicher
Cerc	1,00	0,64	0,85
Dreptunghi cu raportul laturilor $n = L \cdot B$			
1 — pătrat	1,12		0,95
1,5	1,36	1/2 din valoarea arătată	1,15
2	1,53	în coloana 2	1,30
3	1,78		1,53
4	1,96		1,70
5	2,10		1,83
6	2,23		1,96
7	2,33		2,04
8	2,42		2,12
9	2,49		2,19
10	2,53		2,25
20	2,95		2,64
30	3,23		2,88
40	3,42		3,07
50	3,54		3,22
100	4,00		3,69
1 000	5,47		5,16

15.2. INFLUENȚA DIFERIȚILOR FACTORI ASUPRA TASĂRII PĂMÎNTURILOR

Considerații generale. Tasarea completă, finală, a unei fundații depinde de mai mulți factori după cum urmează : presiunea exercitată la talpa de fundare, compresibilitatea pămînturilor caracterizată prin modulii de deformație, dimensiunile, forma și rigiditatea fundației, adîncimea planului de fundare, dezvoltarea zonelor plastice din pămînt, grosimea masei deformabile și proprietățile straturilor componente ale acesteia, inclusiv permeabilitatea și posibilitățile de drenaj, degradarea pămînturilor în timpul lucrărilor de excavare. Influența presiunii de la talpa de fundare și a caracteristicilor pămîntului reies evident din formulele pentru determinarea tasărilor, care sînt prezentate în acest capitol.

Pentru stabilirea influenței degradărilor provocate de lucrările de excavare ale săpăturilor pentru fundații, nu există metode de calcul mai obiective, impunîndu-se în majoritatea cazurilor aprecieri corespunzătoare ale specialiștilor.

Referitor la ceilalți factori, în cele ce urmează se fac o serie de aprecieri generale.

Influența formei și adîncimi fundației. În funcție de teoriile clasice ale elasticității, rezultă o corelație liniară între tasarea și suprafața fundației (F). Adică, în funcție de creșterea dimensiunilor fundațiilor, se măresc tasările din masa pămîntului. Totuși, experimental s-a constatat că această corelare în realitate este mai complexă și nu liniară. În această privință în linii generale se pot menționa următoarele :

— pentru presiuni la talpa de fundare cuprinse între 1...5 daN/cm² (0,1...0,5 mPa), în cazul unor lățimi ale fundațiilor variind între 0,5 și 0,7 m pe de o parte și 3...5 m (limita superioară) pe de altă parte se constată o variație liniară a tasărilor funcție de lățimea tălpii de fundare ;

— pentru aceleași presiuni de 1...5 daN/cm², în funcție de creșterea lățimii fundațiilor peste 3...5 m, nu se mai constată o variație liniară a tasărilor ; în continuare creșterea lățimii fundațiilor peste cca 10...20 m, nu mai determină mărirea tasărilor ([13]).

Față de rezultatele mai multor studii asupra acestei probleme, rezultă o serie de aspecte noi care impun continuarea cercetărilor respective.

Referitor la influența formei fundației, pe bază de considerente teoretice și parțial verificări experimentale, s-a constatat că pentru aceeași mărime a suprafeței de fundare, formele restrînse-compacte ca pătratele sau cercurile, dau tasări mai mari. La fundațiile cu tălpi dreptunghiulare, uneori este favorizată dezvoltarea în pămînt a zonelor plastice, în care nu se mai respectă proporționalitatea dintre eforturi și tasări.

Prin adîncirea fundațiilor se obțin o serie de avantaje și anume : se reduc deformațiile laterale care micșorează pericolul nașterii de zone plastice și producerii fenomenelor de refulare, compresibilitatea pămîntului în adîncime este mai redusă, influența presiunii de la talpa de fundare se micșorează datorită sarcinii geologice care se scade din solicitarea dată de construcție. Trebuie menționat că realizarea de fundații cu adîncimi mai mari este relativ ușoară în cazul unor dimensiuni reduse și se complică la construcțiile cu suprafețe de fundare mai mari, astfel că adoptarea soluțiilor optime impune efectuarea de calcule tehnico-economice.

Influența zonei active. Grosimea masei de pămînt compresibile de sub fundație reprezintă unul din factorii de influență majoră asupra tasărilor. În cele ce urmează, zona de pămînt influențată de solicitarea fundațiilor va fi denumită „zona activă".

În cazul prezenței la o adîncime redusă, în comparație cu lățimea fundației, a unui teren incompresibil sau cu un modul de deformație edometric $M \geqslant 1\,000$ daN/cm² (100 000 kPa), zona activă este cuprinsă între stratul respectiv și talpa de fundare.

La fundațiile așezate pe straturi de pămînturi compresibile de grosime mai mare, zona activă se poate stabili după două criterii mai importante, arătate în continuare.

Un prim criteriu este limitarea zonei active la adîncimea z față de talpa de fundare unde solicitarea dată de construcție σ_z reprezintă o anumită parte din solicitarea geologică σ_{gz}.

Acest principiu se are în vedere în STAS 3300-77, care pentru stabilirea adîncimii zonei active indică următoarea condiție :

$$\sigma_z < 0{,}2 \cdot \sigma_{gz}. \tag{15.4}$$

Pentru fundații cu suprafețe dreptunghiulare, adîncimea zonei active condiționată de formula 15.4 se poate determina cu ajutorul nomogramelor din figurile 15.1, 15.2, 15.3, după cum urmează :

— se calculează raportul laturilor $n = L/B$;

— în figura 15.1, corespunzător raportului n, lățimii fundației B și presiunii nete pe talpă p_n, se determină coeficientul K^0_{z0} ;

— în figura 15.2, în funcție de adîncimea de fundare D și de lățimea B a fundației, se determină corecția ΔK° ;

— în figura 15.3, în funcție de valoarea medie a greutății volumice a pămîntului de fundație γ_{med} și de lățimea fundației, se determină coeficientul de corecție c_0 ;

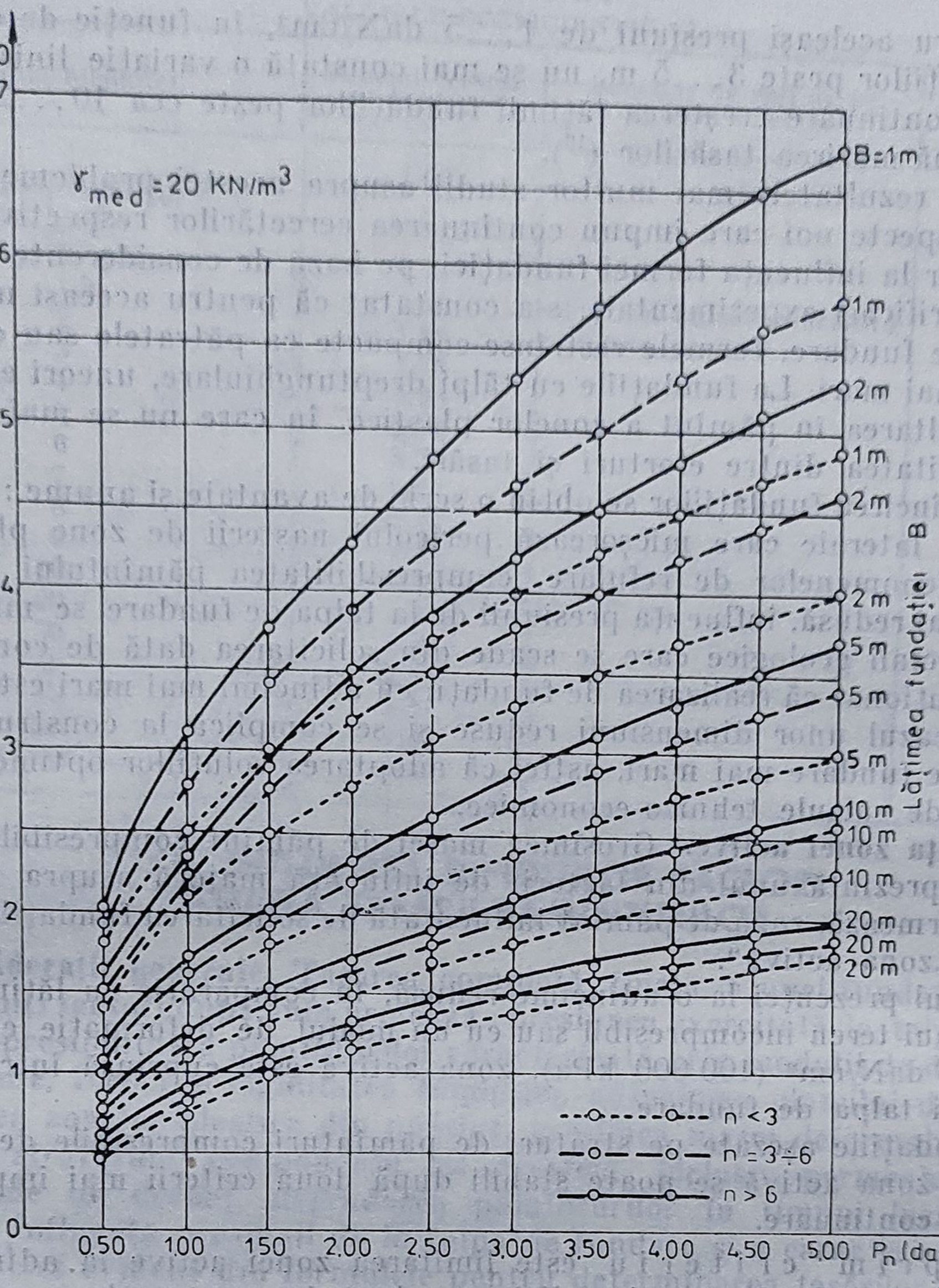


Fig. 15.1 — Nomogramă la formula 15.4

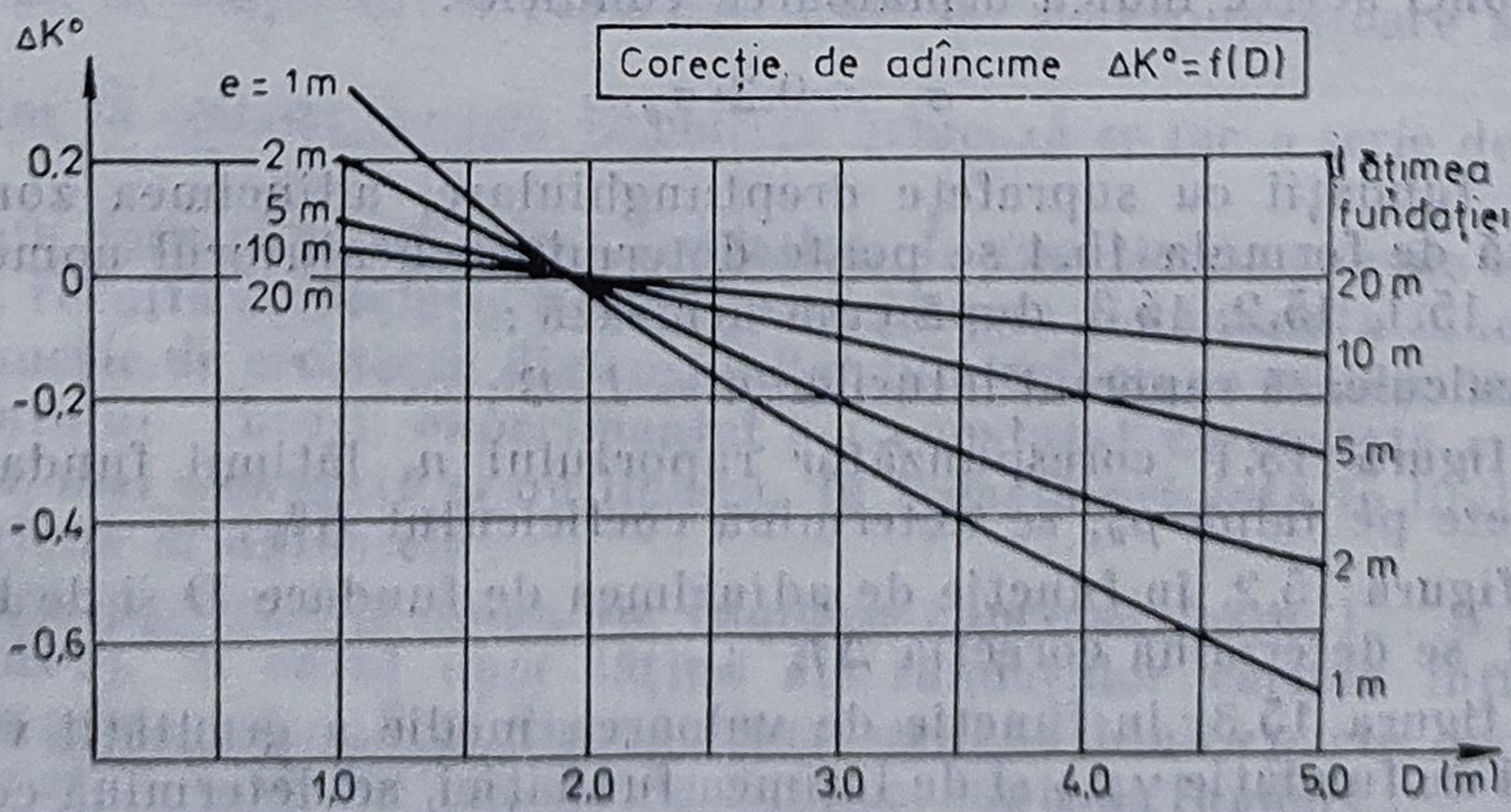


Fig. 15.2 — Nomogramă la formula 15.4

— adîncimea zonei active se calculează cu relația :

$$z^{\circ} = c_0(K^0_{20} + \Delta K^{\circ}) \cdot B, \text{ în m} \quad (15.5)$$

B fiind lățimea fundației în m, sau diametrul fundației dacă aceasta este circulară.

În cazul prezenței la adîncimea stabilită după formula 15.4 a unui strat cu modulul de elasticitate $E < 50$ daN/cm² (5 000 kPa), în conformitate cu recomandările din STAS 3300-77 și alte lucrări de specialitate, adîncimea zonei active se majorează prin includerea stratului respectiv, sau se are în vedere îndeplinirea condiției :

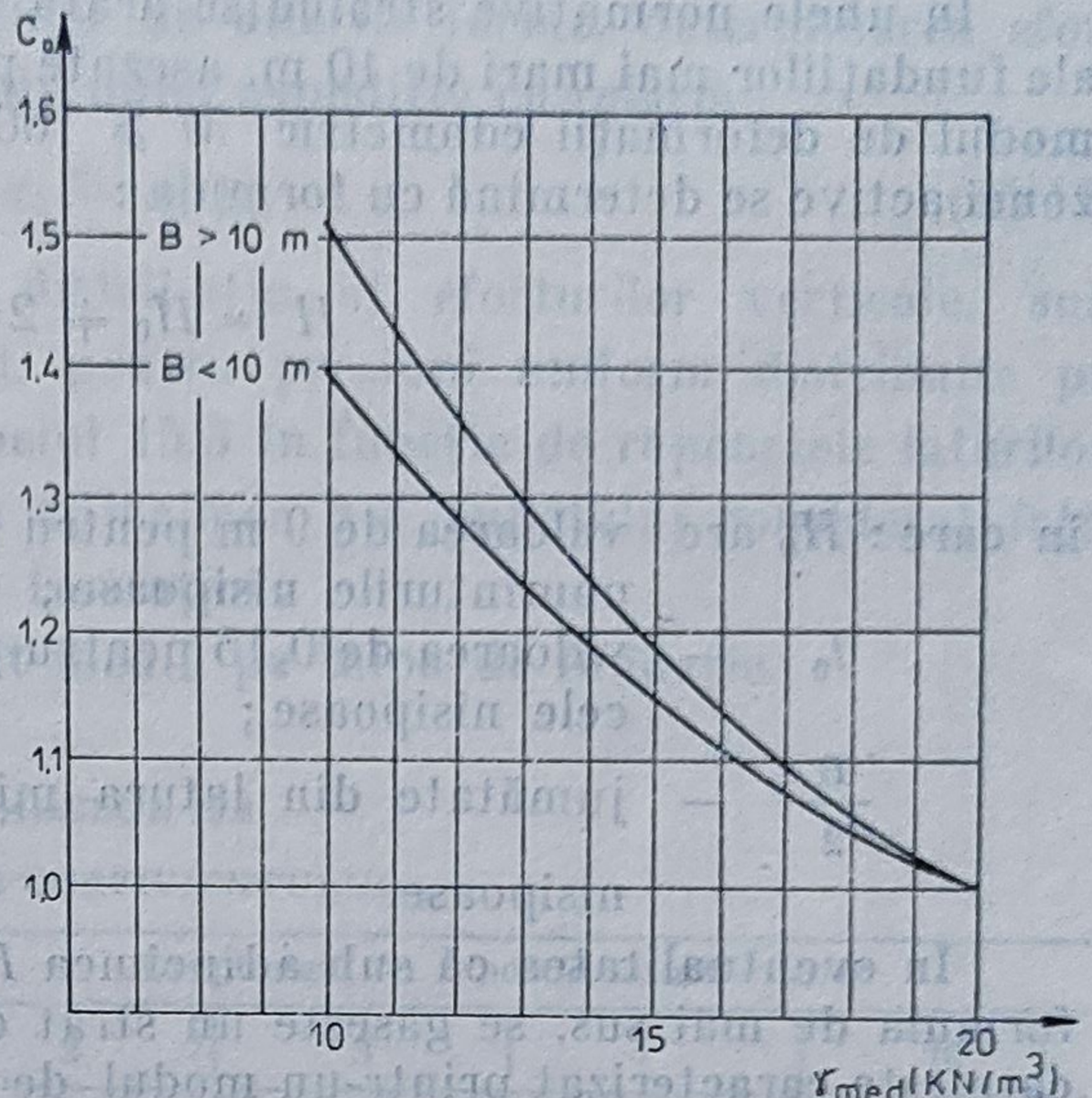


Fig. 15.3 — Nomogramă la formula 15.4

$$\sigma_z = 0{,}1\sigma_{gz} \quad (15.6)$$

Independent de unele critici referitoare la metoda arătată din STAS 3300-77, asemănătoare cu cea din unele normative străine, se poate admite că aceasta pentru fundații cu lățimi $B < 10$ m și pămînturi cu $M > 100$ daN/cm² este totuși cea mai rațională prin faptul că ține seama în mod global de influența dată de sarcini, forma și adîncimea fundației, proprietățile pămîntului etc.

Pentru construcțiile hidrotehnice cu mari suprafețe de fundare, la care îndeplinirea condițiilor de mai sus ar impune adîncimi neraționale ale zonei active, în conformitate cu recomandările din SNIP II-16-76, se poate avea în vedere condiția :

$$\sigma_z = 0{,}5\sigma_{gz} \quad (15.7)$$

Un al doilea criteriu de stabilire a zonei active este limitarea acesteia la adîncimea z unde solicitarea dată de construcție reprezintă o anumită parte din presiunea de la talpa de fundare.

În această privință, după metoda denumită a „inginerilor americani" se recomandă condiția :

$$\sigma_z \leqslant 0{,}1(p - \sigma_g) \quad (15.8)$$

în care : p este presiunea unitară dată de construcție la talpa de fundare ;

σ_g — presiunea datorită greutății proprii a pămîntului la talpa de fundare.

Această condiție este însă criticată de unii specialiști.

În unele lucrări de specialitate din străinătate s-au exprimat propuneri ca zona activă să se admită de cca cinci ori lățimea fundației.

Criteriile arătate privind aprecierea zonei active prezintă unele neajunsuri puse în evidență prin neconcordarea rezultatelor obținute după diferite metode, cu diferențe mergînd chiar pînă la 2...5 ori.

BIBLIOTECA DE GEOLOGIE - GEOGRAFIE

În unele normative străine se arată că în cazul construcţiilor cu lăţimi ale fundaţiilor mai mari de 10 m, aşezate pe pămînturi caracterizate printr-un modul de deformaţii edometric $M \geqslant 100$ daN/cm² (10 000 kPa), grosimea zonei active se determină cu formula :

$$H = H_0 + 2 \cdot t_0 \cdot \frac{B}{2} \qquad (15.9)$$

în care : H_0 are valoarea de 9 m pentru pămînturile argiloase şi 6 m pentru pămînturile nisipoase ;

t_0 — valoarea de 0,15 pentru pămînturile argiloase şi 0,10 pentru cele nisipoase ;

$\frac{B}{2}$ — jumătate din latura mică a fundaţiei sau raza fundaţiei nisipoase.

În eventualitatea că sub adîncimea H faţă de talpa de fundare dată de formula de mai sus, se găseşte un strat de pămînt cu grosimea $h \leqslant 5$ m şi care este caracterizat printr-un modul de deformaţie edometric $M < 10\,000$ kPa se impune includerea acestuia în zona activă a fundaţiei respective ([13]).

Dacă grosimea stratului cu $M \leqslant 10\,000$ kPa de sub adîncimea H este mai mare de 5 m, sau pămîntul din limitele zonei active este caracterizat, de asemenea, prin $M \leqslant 10\,000$ kPa, se impune utilizarea în calculele pentru determinarea tasărilor a formulelor 15.4 şi 15.6.

15.3. DETERMINAREA EFORTURILOR DE COMPRESIUNE

Pentru determinarea tasărilor este necesar în general să se ţină seama de eforturile normale p_x şi p_y din planurile orizontale şi p_z care acţionează după direcţia verticală în masa pămîntului.

Dat fiind că valoarea coeficientului lui Poisson ν, de care aşa cum se va vedea ulterior se ţine seama la calculul tasărilor, este în general redusă, mai mică de 0,3 şi că eforturile din planurile orizontale p_x şi p_y scad rapid în adîncime, în practică, mai ales în cea a construcţiilor pentru îmbunătăţiri funciare, se au în vedere numai solicitările verticale.

Efortul unitar mediu, p_n de la talpa fundaţiei, se determină cu relaţia :

$$p_n = p - \gamma \cdot D \qquad (15.10)$$

în care : p este efortul unitar dat de construcţie ;

γ — greutatea volumică medie a pămîntului situat deasupra nivelului tălpii fundaţiei ;

D — adîncimea de fundare.

În cazul gropilor de fundare cu lăţimi mari ($B > 10$ m) executate în terenuri coezive, cînd există posibilitatea ca fundul săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar net mediu pe talpa fundaţiei este :

$$p_n = p \qquad (15.11)$$

fără a se considera efectul de descărcare a greutăţii pămîntului excavat.

Pe verticala centrului fundaţiilor de diferite forme, determinarea eforturilor σ_z la diferite adîncimi se determină expeditiv cu relaţia :

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot p_n \qquad (15.12)$$

în care : α_0 este coeficientul de distribuţie al eforturilor verticale, sub centrul fundaţiei, pentru presiuni uniform distribuite pe talpă, dat în tabelul 15.3 în funcţie de rapoartele laturilor fundaţiei L/B şi adîncimea z a punctului considerat faţă de latura mică a fundaţiei ;

p_n — efortul unitar net mediu pe talpa de fundaţie.

TABELUL 15.3

VALORILE COEFICIENTULUI α_0

Z/B	Cerc	Pătrat	Dreptunghi cu raportul laturilor L/B			
			2	3	4	10
0,0	1,0	1,00	1,00	1,0	1,0	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,47	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,41	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,36	0,37
1,8	0,11	0,13	0,22	0,28	0,32	0,34
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,28	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,17	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,11	0,16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,08	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,10

Pentru valori intermediare ale rapoartelor z/B şi L/B se admite interpolare liniară a valorilor.

Tasarea suplimentară în dreptul unui punct la o fundaţie, sub influenţa încărcărilor transmise de construcţiile învecinate sau de supraîncărcarea terenului învecinat, se calculează după metoda punctelor de colţ.

Efortul unitar σ_z la adîncimea z, a unui punct situat pe verticala colţului unei suprafeţe dreptunghiulare, încărcată cu presiunea uniform distribuită p_0, se calculează cu relaţia :

$$\sigma_z = \alpha_c \cdot p_0, \text{ în kPa} \qquad (15.13)$$

în care : α_c este coeficientul de distribuţie al eforturilor verticale la colţul suprafeţei încărcate, care se ia din tabelul 15.4 în funcţie de rapoartele laturilor fundaţiei L/B şi a adîncimii considerate faţă de lăţimea fundaţiei z/B ;

p_0 — presiunea netă uniform distribuită pe talpa fundaţiei, în kPa.

TABELUL 15.4

VALORILE COEFICIENȚILOR α_c DIN FORMULA 15.13

Z/B	α_c pentru raportul laturilor L/B egal cu :				
	1	2	3	5	⩾10
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2439	0,2442	0,2443	0,2445
0,6	0,2229	0,2329	0,2339	0,2342	0,2342
0,8	0,1999	0,2176	0,2196	0,2202	0,2202
1,0	0,1752	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046
1,2	0,1516	0,1818	0,1870	0,1885	0,1888
1,4	0,1308	0,1644	0,1712	0,1735	0,1740
1,6	0,1123	0,1482	0,1567	0,1598	0,1604
2,0	0,0840	0,1202	0,1314	0,1363	0,1374
3,0	0,0447	0,0732	0,0870	0,0959	0,0987
4,0	0,0270	0,0474	0,0605	0,0712	0,0758
5,0	0,0179	0,0328	0,0435	0,0547	0,0610
6,0	0,0127	0,0238	0,0325	0,0431	0,0506
8,0	0,0073	0,0140	0,0198	0,0283	0,0367
10,0	0,0047	0,0092	0,0132	0,0198	0,0280

Observații :

Pentru valori intermediare ale rapoartelor L/B și z/B, se admite interpolarea liniară a valorilor α_c

Prin suprapunerea efectelor se poate determina efortul σ_z pe verticala unui punct la o distanță oarecare de fundația dreptunghiulară ABCD, încărcată cu o presiune uniform distribuită (fig. 15.4).

Efortul unitar vertical σ_z se calculează în acest caz cu relația :

$$\sigma_z = p_0 \cdot (\alpha_{c1} + \alpha_{c2} - \alpha_{c3} - \alpha_{c4}), \text{ în kPa} \qquad (15.14)$$

în care : α_{c1} este coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul AEPG ;

α_{c2} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul GPFD ;

α_{c3} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul BEPH ;

α_{c4} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul HPFC.

Pentru fundațiile de formă specială în plan, la care distribuția presiunilor pe talpă se admite a fi uniformă, eforturile σ_z pe verticala diferitelor puncte se pot determina cu ajutorul metodei punctelor de colț care constă din aproximarea formei reale a fundației cu un număr de suprafețe dreptunghiulare și suprapunerea efectelor.

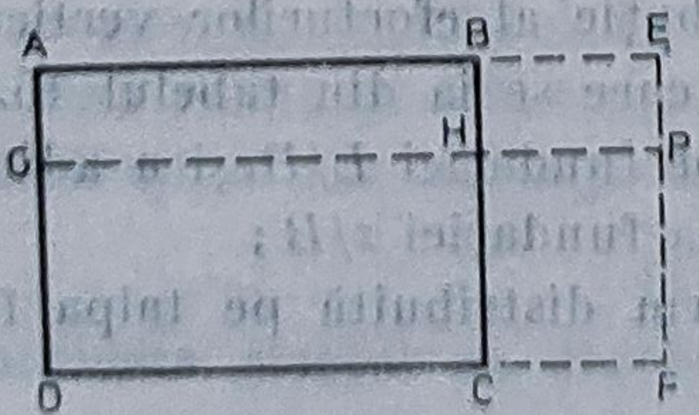


Fig. 15.4 — Schemă ajutătoare la formula 15.14

În cazul unor pămînturi compresibile așezate pe un pat nedeformabil se produce o concentrare a eforturilor care se poate determina cu ajutorul tabelului 15.5 ([12]).

TABELUL 15.5

COEFICIENȚII α PENTRU DETERMINAREA EFORTURILOR VERTICALE MAXIME p_p DIN MASA UNOR PĂMÎNTURI COMPRESIBILE SITUATE PE UN PAT NEDEFORMABIL LA ADÎNCIMEA h ÎN CAZUL UNOR FUNDAȚII CONTINUE CU LĂȚIMEA $2b$; ($p_p = \alpha p_0$, p_0 FIIND PRESIUNEA LA TALPA DE FUNDARE)

$\frac{z}{h}$	α în cazul patului nedeformabil la adîncimea :		
	$h = b$	$h = 2b$	$h = 5b$
1	1	1	1
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

Din datele acestui tabel rezultă că pentru o grosime a stratului de pămînturi compresibile egală cu jumătatea lățimei fundației nu se constată o micșorare a presiunilor din masa acestuia. Pentru grosimi ce depășesc lățimea fundației, micșorarea presiunilor începe a se resimți fără însă a atinge gradul de reducere ce se constată la pămînturile compresibile cu o dezvoltare mai mare.

În contrast cu paturile nedeformabile care determină concentrarea eforturilor din masa pămînturilor compresibile, straturile mai slabe din bază atenuează valoarea acestora. Pentru astfel de situații, în mod aproximativ, efortul de compresiune maxim, la adîncimea h sub suprafața terenului asupra căruia acționează sarcina concentrată P, se stabilește cu formula :

$$p_h = 0{,}45P/h^2 \qquad (15.15)$$

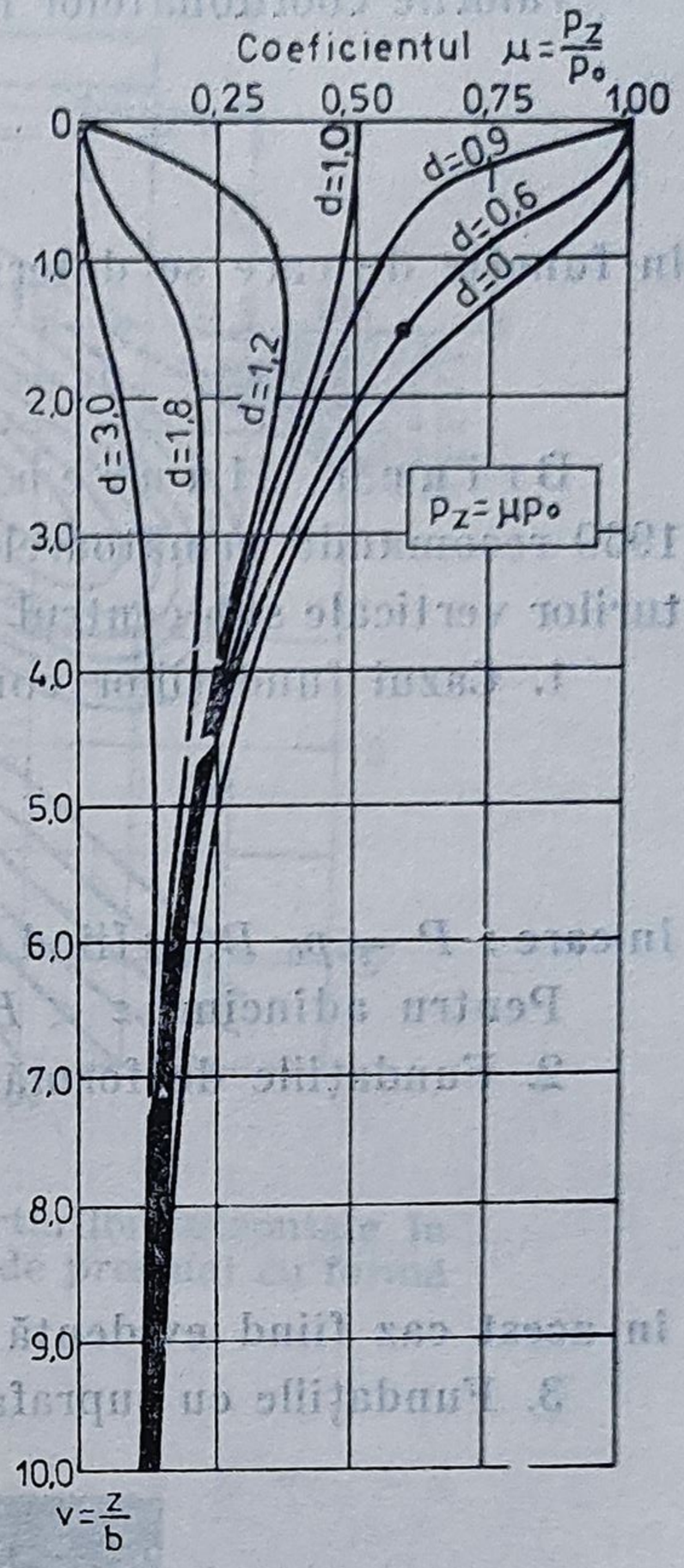


Fig. 15.5 — Grafic pentru determinarea coeficienților μ din formula eforturilor verticale $p_z = \mu p_0$; ($v = \frac{z}{b}$; $d = \frac{z}{b}$ iar semnificațiile lui z și x sînt arătate în text)

Un procedeu comod pentru determinarea eforturilor normale verticale în cazul unor sarcini uniform distribuite este cu ajutorul graficului din figura 15.5. Semnificațiile literelor din acest grafic sînt : b jumătate din lățimea fundației, p_0 sarcina uniform distribuită, iar x și z coordonatele pe orizontală și verticală față de axele de referință trasate prin centrul fundației, ale punctului unde acționează eforturile care trebuie determinate.

Exemplu. Pentru o fundație de lățime $2 \cdot b = 20$ m acționată uniform cu sarcina $p_0 = 4$ daN/cm^2, se cere determinarea eforturilor verticale p_z în punctul de coordonate $z = 10$ m (adîncimea față de centrul fundației) și la 5 m distanță față de verticala trasată prin centrul fundației.

Valorile coordonatelor relative v și d din graficul prezentat sînt:

$$v = \frac{z}{b} = \frac{10}{10} = 1\,; \quad d = \frac{x}{10} = \frac{5}{10} = 0{,}5$$

în funcţie de care se determină:

$$p_z = \mu \cdot p_0 = 0{,}7 \cdot 4 = 2{,}8 \text{ daN/cm}^2$$

Brinch Hansen în Hauptprobleme der Bodenmechanik, Berlin 1960 recomandă următoarele expresii simplificate pentru determinarea eforturilor verticale sub centrul unor fundaţii mai caracteristice și anume:

1. Cazul fundaţiilor continue flexibile:

$$p_z = \frac{P}{B + z} \tag{15.16}$$

în care: $P = p_0 \cdot B$, p_0 fiind sarcina uniform distribuită și B lăţimea fundaţiei.

Pentru adîncimi $z < B/2$, efortul vertical se poate admite $p_z = p_0$.

2. Fundaţiile de formă pătrată.

$$p_z = \frac{P}{(B + z)^2} \tag{15.17}$$

în acest caz fiind evidentă relaţia $P = p_0 \cdot B^2$.

3. Fundaţiile cu suprafaţa în plan dreptunghiulară

$$p_z = \frac{P}{(B + z)(L + z)} \tag{15.18}$$

L fiind lungimea laturei mari a fundaţiei, iar semnificaţia celorlalte litere aceeași ca în formulele de mai sus.

Pentru sarcini cu o formă de repartiţie triunghiulară, eforturile normale verticale și orizontale, se pot determina cu ajutorul graficelor din figurile 8.9 și 15.6, în care literele v și d au aceeași semnificaţie ca în figura 15.5.

Un procedeu comod pentru determinarea eforturilor verticale sub diferite ramblee este cu ajutorul graficului din figura 15.7 propus de Osterberg (S.U.A.) la cea de a patra conferinţă de mecanica pămînturilor și fundaţii care a avut loc la Londra, 1957.

Modul de lucru cu acest grafic se poate înţelege mai bine din rezolvarea exemplelor prezentate mai jos.

Exemplul 1. Se cere determinarea efortului vertical în punctul A situat la adîncimea de 20 m sub rambleul arătat în figura 15.8, *a*.

Succesiunea operaţiilor este următoarea:

$$\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1\,;$$

$$I_{calc} = I_{spate} + I_{arce}$$

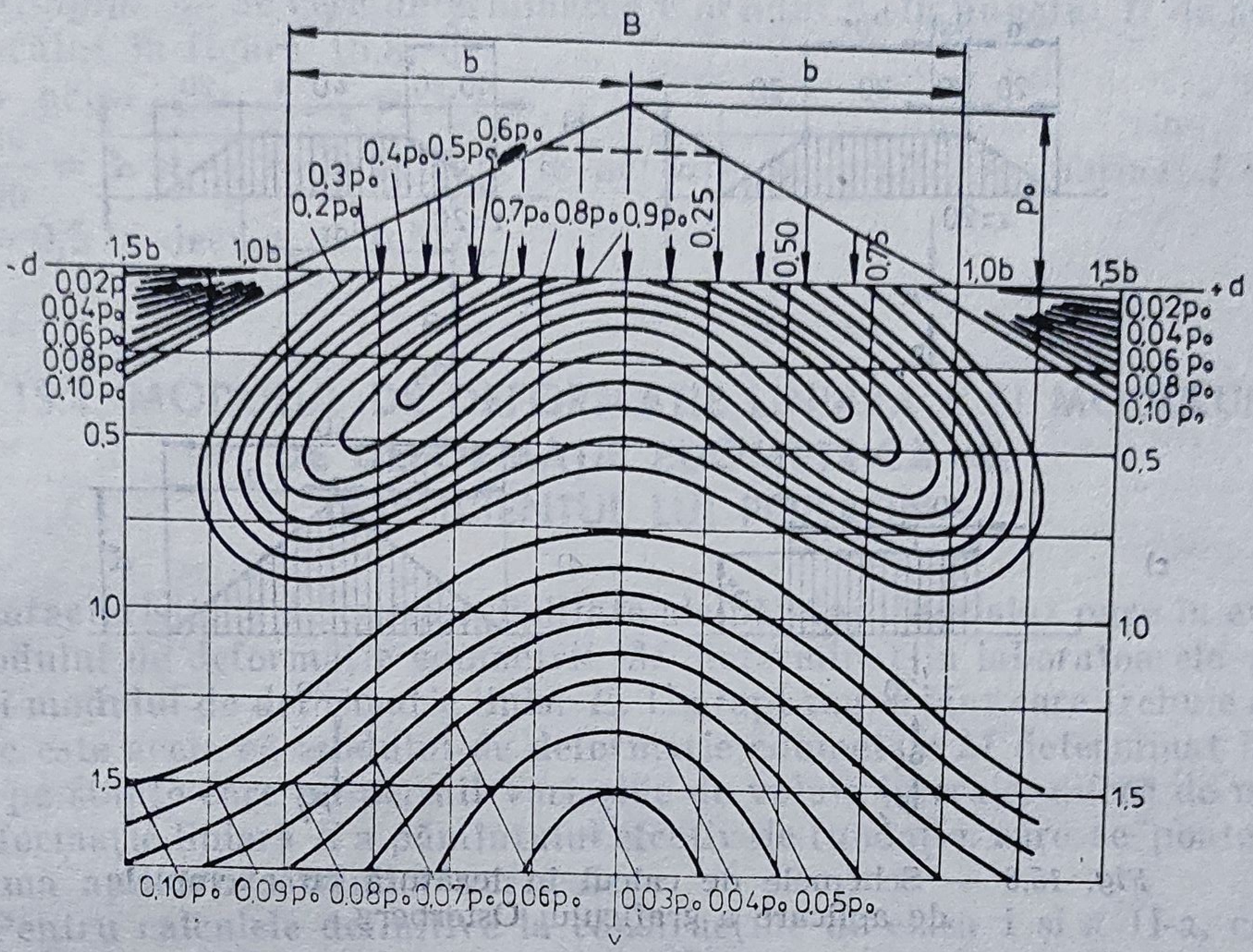


Fig. 15.6 — Grafic pentru determinarea eforturilor orizontale în funcție de sarcina p_0 într-un pămînt acționat de presiuni cu formă triunghiulară

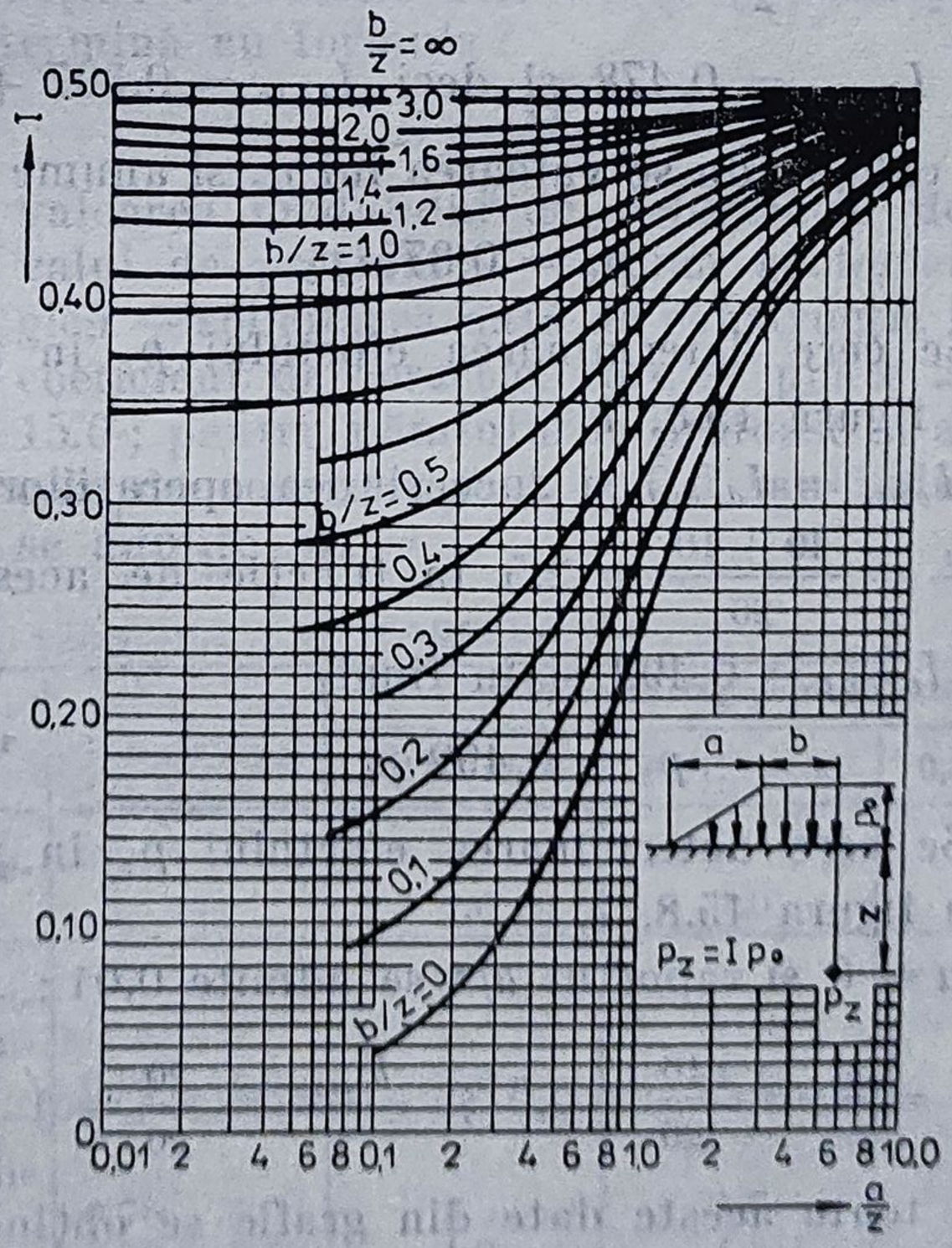


Fig. 15.7 — Graficul lui Osterberg pentru determinarea eforturilor verticale dintr-un pămînt încărcat cu un rambleu

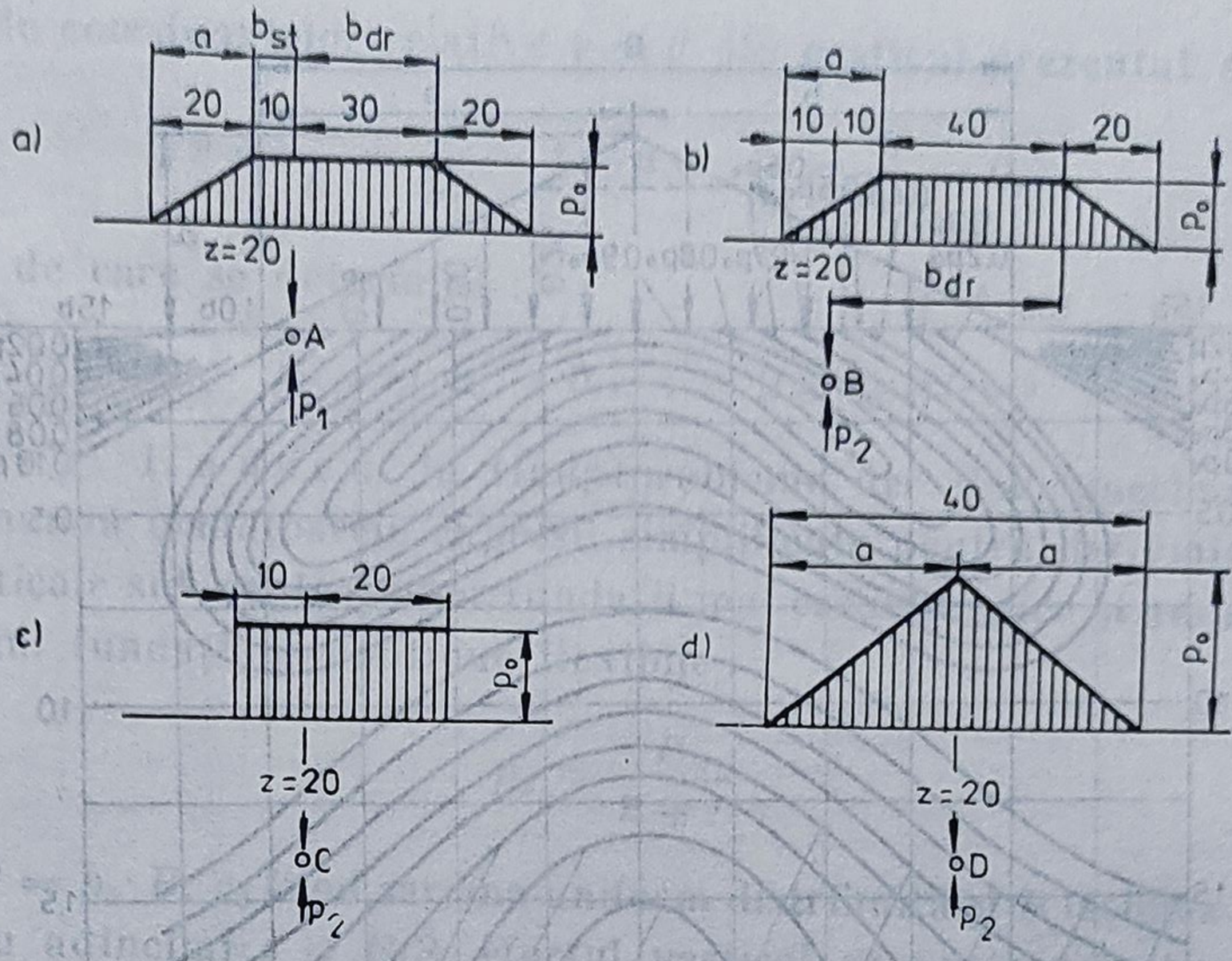


Fig. 15.8 — Schemele de calcul în legătură cu exemplele de aplicare a graficului Osterberg

Din figura 15.8, *a* se vede că $b_{stîng} = 10$, iar $b_{drept} = 30$ și deci $\frac{b_{stîng}}{z} = \frac{10}{20} = 0{,}5$, iar $\frac{b_{drept}}{z} = \frac{30}{20} = 1{,}5$ în funcție de care din grafic se obțin:

$I_{stîng} = 0{,}397$ și $I_{drept} = 0{,}478$ și deci $I_{calc} = 0{,}397 + 0{,}478 = 0{,}875$,

cu această valoare calculîndu-se valoarea lui p_z și anume:

$$p_z = 0{,}875 \cdot p_0$$

Exemplul 2. Se cere determinarea efortului p_z în punctul B de sub rambleul arătat în figura 15.8, *b*.

În acest caz $I_{calc} = I_{drept}$ și succesiunea operațiilor este următoarea: $\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1$; $\frac{b_{drept}}{z} = \frac{40+10}{20} = 2{,}5$ în funcție de aceste date rezultînd din grafic $I_{calc} = I_{drept} = 0{,}492$ și în final

$$p_z = 0{,}492 \cdot p_0$$

Exemplul 3. Se cere determinarea efortului p_z în punctul C de sub rambleul arătat în figura 15.8, *c*.

În acest caz $a = 0$ și raportul a/z se admite 0,01;

$$\frac{b_{stîng}}{z} = \frac{10}{20} = 0{,}5 \text{ și } \frac{b_{drept}}{z} = \frac{20}{20} = 1$$

În funcție de toate aceste date din grafic se obține $I_{stîng} = 0{,}278$ și $I_{drept} = 0{,}41$ și deci $I_{calc} = 0{,}278 + 0{,}41 = 0{,}688$, astfel că:

$$p_z = 0{,}688 \cdot p_0$$

Exemplul 4. Se cere determinarea efortului p_z în punctul D de sub rambleul arătat în figura 15.8, *d*.

În acest caz $I_{calc} = 2 \cdot I$

$\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1$ și $\frac{b}{z} = 0$ în funcție de care în grafic se obține $I = 0{,}25$;

$I_{calc} = 0{,}5$ și deci $p_z = 0{,}5 \cdot p_0$.

15.4. MODULUL DE DEFORMAȚIE LINIARĂ E ȘI MODULUL DE DEFORMAȚIE EDOMETRICĂ M. COEFICIENTUL LUI POISSON ν

Caracteristicile de compresibilitate ale pămînturilor sînt puse în evidență de modulul de deformație edometric M determinat în laboratoarele geotehnice și modulul de deformație liniar E. Un fapt important care trebuie avut în vedere este acela că modulul de deformație edometric M determinat în laborator pe stanțe care nu permit variațiile de volum laterale, diferă de modulul de deformație liniară E a pămîntului efectiv de fundație, care se poate dilata în urma aplicării sarcinilor verticale.

Pentru calculele definitive la construcțiile de clasa I și a II-a, conform clasificării din STAS 10100-75, modulul de deformație liniară E se determină pe teren cu placa la adîncimile corespunzătoare ale stratului de pămînt studiat.

În lipsa încercărilor de teren, pentru calculul deformațiilor la faze preliminare la construcțiile de clasele III, IV și V, modulul de deformație liniară se poate determina cu formula:

$$E = M_0 \cdot M \tag{15.19}$$

în care: M este valoarea modulului de deformație determinat în intervalul de presiuni — sarcina geologică ÷ sarcina geologică + solicitarea dată de construcție la nivelul respectiv;

M_0 — coeficient de corecție, care se poate adopta după tabelul 15.6; pentru pămînturile prăfoase și argiloase avînd indicele de consistență $I_c < 0{,}5$ sau indicele porilor $e > 1{,}1$, se admite $M_0 = 1$.

TABELUL 15.6

Denumirea pămînturilor	I_c	Valorile M_0 pentru indicele porilor (e)			
		0,41...0,60	0,61...0,80	0,81...1,00	1,01...1,10
Nisipuri cu excepția celor argiloase	—	1,0	1,0	—	—
Nisipuri argiloase, prafuri nisipoase, argile nisipoase	0,00...1,0	1,6	1,3	1,0	—
Prafuri argiloase, argile prăfoase	0,76...1,00	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50...0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argile, argile grase	0,76...1,00	1,8	1,5	1,3	1,2
	0,50...0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

Pentru aprecierea orientativă a valorilor E, în cazul pămînturilor necoezive, se pot utiliza datele din tabelul 15.7.

Nisipurile menţionate în tabelul 15.7 trebuie să fie cuarţoase cu maximum 5% materii organice.

TABELUL 15.7

VALORI ORIENTATIVE ALE MODULULUI DE DEFORMAŢIE E LA PĂMÎNTURILE NECOEZIVE

Denumirea pămînturilor	Valorile E (în kPa) pentru indicele porilor e, egal cu :			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Nisipuri grosiere, nisipuri cu pietrişuri	50 000	40 000	30 000	
Nisipuri medii	48 000	38 000	28 000	18 000
Nisipuri fine	39 000	28 000	18 000	11 000

În cazul pămînturilor coezive, valorile orientative ale modulului de deformaţie E se pot lua din tabelul 15.8.

TABELUL 15.8

VALORI ORIENTATIVE ALE MODULULUI

Originea	Denumirea	Consistenţa
Aluviale, deluviale, lacustre, aluviale-lacustre	Praf nisipos	$0,25 \leqslant I_c \leqslant 1,0$
	Praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$
		$0,50 \leqslant I_c < 0,75$
	Argilă, Argilă grasă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$
		$0,50 \leqslant I_c < 0,75$

Observaţii :
1. Valorile din tabel se referă la pămînturile argiloase avînd $Sr \geqslant 0,8$ şi maximum 5% materii organiec.
2. Pentru valori ale indicelui porilor e intermediare, se admite interpolarea liniară a valorilor.

În calculele de tasări, aşa după cum se va vedea ulterior, este necesară cunoaşterea coeficientului lui Poisson ν, care pune în evidenţă dilatarea laterală ca urmare a comprimării pămîntului pe direcţia verticală.

O serie de valori informative ale acestui coeficient, pentru diferite pămînturi sînt : la bolovănişuri şi pietrişuri 0,27, iar după T î t o v i c i 0,15, la nisipuri după W i l s o n şi T e r z a g h i 0,20, iar la cele prăfoase şi argiloase 0,30, la prafuri, prafuri argiloase, argile nisipoase şi argile prăfoase 0,35, iar la argile şi argile grase 0,42.

În laborator valorile acestui coeficient se pot obţine cu ajutorul compresibilităţilor monoaxiale. În cazul $\nu = 0$, rezultă că proba de pămînt nu se dilată în urma comprimării sale pe verticală ; valorile cuprinse între 0,0 şi 0,5 indică o dilatare reală redusă şi producerea unei micşorări a volumului probei

mai ales pe direcţia verticală de acţionare a forţelor de comprimare ; în cazul $\nu = 0{,}5$ proba comprimată vertical se dilată fără să-şi modifice volumul şi în sfîrşit $\nu > 0{,}5$ denotă o afînare a probei.

T e r z a g h i susţine că la terenurile tari, coeficientul lui Poisson variază de la 0,2 pentru eforturi reduse, pînă la 0,5, în cazul unor solicitări deosebit de pronunţate. În general, pămînturile argiloase sînt caracterizate prin valori mai mari ale acestui coeficient faţă de pămînturile nisipoase.

Este util de menţionat că între coeficienţii de corecţie M_0 din formula 15.19 şi coeficienţii lui Poisson s-a stabilit o corelaţie teoretică şi anume :

$$\frac{1}{M_0} = \frac{(1-\nu)}{(1-\nu-2\cdot\nu^2)} \qquad (15.20)$$

15.5. CALCULUL TASĂRILOR

În majoritatea cazurilor, tasarea absolută a fundaţiilor se calculează prin metoda însumării pe straturi elementare. Pămîntul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte pe straturi elementare, pînă la adîncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active, fiecare strat elementar trebuind să fie constituit din pămînt omogen.

DE DEFORMAŢIE *E* PENTRU PĂMÎNTURI COEZIVE

Valorile de calcul ale modulului *E* (în kPa) pentru indicele porilor *e* egal cu :						
0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
32 000	24 000	16 000	10 000	7 000	—	—
34 000	27 000	22 000	17 000	14 000	11 000	—
32 000	25 000	19 000	14 000	11 000	8 000	—
—	28 000	24 000	21 000	18 000	15 000	12 000
—	—	21 000	18 000	15 000	12 000	9 000

Tasarea absolută probabilă a fundaţiei se calculează cu relaţia :

$$S = 100\,\beta \sum_{1}^{n} \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i} \text{ (în cm)} \qquad (15.21)$$

în care : β este coeficient de corelaţie sau corecţie, egal cu 0,8 pentru fundaţii obişnuite şi 1,0 pentru ramblee ;

h_i — grosimea stratului elementar i, în m ;

E_i — modulul de deformaţie liniară al stratului elementar i, în kPa ;

n — numărul de straturi elementare cuprins în limita zonei active;

σ_{zi}^{med} — efortul vertical mediu în stratul elementar i, calculat după unul din procedeele arătate la 15.3.

Dacă în limitele zonei active apare un strat practic incompresibil cu $E \geq 100\,000$ kPa sau atunci cînd fundația are lățimea, sau diametrul $B \geq 10$ m, iar stratul care constituie zona activă se caracterizează prin valori $E \geq 10\,000$ kPa, tasarea absolută probabilă S a fundației se calculează prin metoda stratului liniar deformabil. În acest scop se utilizează formula:

$$S = 100 \cdot m \cdot p_n \cdot B \sum \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} (1 - \nu_i^2) \text{ (cm)} \qquad (15.22)$$

în care: m este coeficient de corecție, dat în tabelul 15.9 funcție de grosimea stratului deformabil z° și lățimea fundației;

p_n — efortul unitar net mediu pe talpa fundației;

B — lățimea tălpii fundației dreptunghiulare sau diametrul fundației circulare, în m;

K_i și K_{i-1} — coeficienți adimensionali dați în tabelul 15.10, stabiliți pentru nivelul inferior, respectiv superior al aceluiași strat i;

E_i — modulul de deformație liniară a stratului i, în kPa;

ν_i — coeficient de deformație laterală a stratului, pentru care o serie de valori caracteristice sînt prezentate la 15.4.

Calculul tasării se extinde asupra zonei active, care se împarte în straturi cu caracteristici geotehnice de deformabilitate distincte. În cazul unei zone active constituite dintr-un pămînt omogen, coeficienții K_i și K_{i-1} se stabilesc numai pentru adîncimea $z = z^\circ$ (limita inferioară a zonei active) și respectiv la nivelul tălpii de fundare, adică calculul se face numai pentru un singur strat.

Metoda straturilor elementare, concretizată prin formula 15.21 poate fi rezolvată și cu ajutorul curbelor de compresiune-tasare, adică în funcție de tasările specifice e_p corespunzător diferitelor presiuni p_z. În acest scop formula utilizată este:

$$S = \sum_0^n e_p \cdot h_i \qquad (15.23)$$

în care: h_i este grosimea stratului elementar i, în m;

n — numărul acestor straturi în limitele zonei active.

Tasarea medie probabilă a construcției se calculează efectuîndu-se media aritmetică a tasărilor absolute probabile a cel puțin 3 fundații izolate sau tălpi continue de fundare ale construcției. Cu cît suprafața construcției este mai mare, cu atît numărul valorilor tasărilor probabile, pe baza cărora se calculează tasarea medie, va fi mai mare.

Pentru calculul tasărilor produse de diguri sau baraje se utilizează datele prezentate în graficele din figurile 8.9 și 15.7 care permit stabilirea eforturilor din masa pămînturilor funcție de solicitările cu caracter triunghiular de la suprafața terenului. În rest se ține seama de recomandările prezentului capitol.

TABELUL 15.9

COEFICIENȚII DE CORECȚIE m DIN FORMULA 10.16

$z°/B$	Coeficient de corecție: m
0,00 . . .0,25	1,5
0,26 . . .0,50	1,4
0,51 . . .1,00	1,3
1,01 . . .1,50	1,2
1,51 . . .2,50	1,1
>2,50	1,0

TABELUL 15.10

VALORILE COEFICIENȚILOR K DIN FORMULA 15.22

$2 \cdot z/B$	K pentru fundații sub formă de:						
	Cerc	Dreptunghi cu raportul laturilor L/B					⩾ 10 fundații continue
		1	1,5	2	3	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,6	0,135	0,150	0,150	0,150	0,159	0,150	0,156
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0 200	0,200	0,208
1,0	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,4	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
1,6	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
1,8	0,382	0,451	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
2,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
2,2	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
2,4	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
2,6	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
2,8	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
3,0	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
3,2	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763
3,4	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
3,6	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
3,8	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,808	0,862
4,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
4,2	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,921
4,4	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949
4,6	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
4,8	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
5,0	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,025
5,2	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
5,4	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
5,6	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
5,8	0,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
6,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
6,2	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
6,4	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,178
6,6	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
6,8	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
7,0	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
8,0	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
9,0	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
10,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

Observații: Pentru valori intermediare ale rapoartelor $2 \cdot z/B$ și L/B se admite interpolarea liniară a valorilor K.

Tasarea relativă probabilă, necesară în unele proiecte, se calculează ca diferență între tasările absolute probabile a două fundații învecinate, raportate la distanța dintre ele, luîndu-se în considerare ipoteza cea mai defavorabilă.

15.6. DETERMINAREA TASĂRILOR DUPĂ METODA STRATULUI ECHIVALENT

Dat fiind că procedeele arătate pentru determinarea tasărilor sînt în general laborioase, în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare cu frecvente cazuri de studii sumare, este recomandabilă utilizarea de procedee expeditive, deși în acest caz rezultatele obținute sînt mai aproximative. Un astfel de procedeu este cel al stratului echivalent prezentat în continuare.

Tasarea S a unei fundații este dată de formula :

$$S = A \cdot B \cdot e_0 = h_s \cdot e_i \qquad (15.24)$$

în care : A este un coeficient care se stabilește cu graficul din figura 15.9, funcție de raportul laturilor fundațiilor ;

B — lățimea fundației ;

e_p — tasarea specifică rezultată din curbele de compresiune-tasare al pămîntului în mm/m, funcție de presiunea de la talpa de fundare ([24]).

Produsul $A \cdot B = h_s$ reprezintă grosimea stratului echivalent corespunzător cazului de tasare examinat. Această grosime înmulțită cu tasarea specifică dă în linii generale aceeași tasare totală calculată în limitele zonei active, la care se ține seama că solicitările de compresiune și deci tasările specifice scad în adîncime.

Din graficul menționat se vede că pentru fundații de formă pătrată, coeficientul $A = 1{,}1$, iar la cele continue $A = 1{,}8$.

Exemplu. Se cere determinarea tasării unei fundații cu suprafața 2×4 m acționată de presiunea 2 daN/cm², pămîntul fiind caracterizat printr-o curbă de compresiune-tasare din care reiese că la presiunea arătată corespunde tasarea specifică $e_p = 10{,}0$ mm/m.

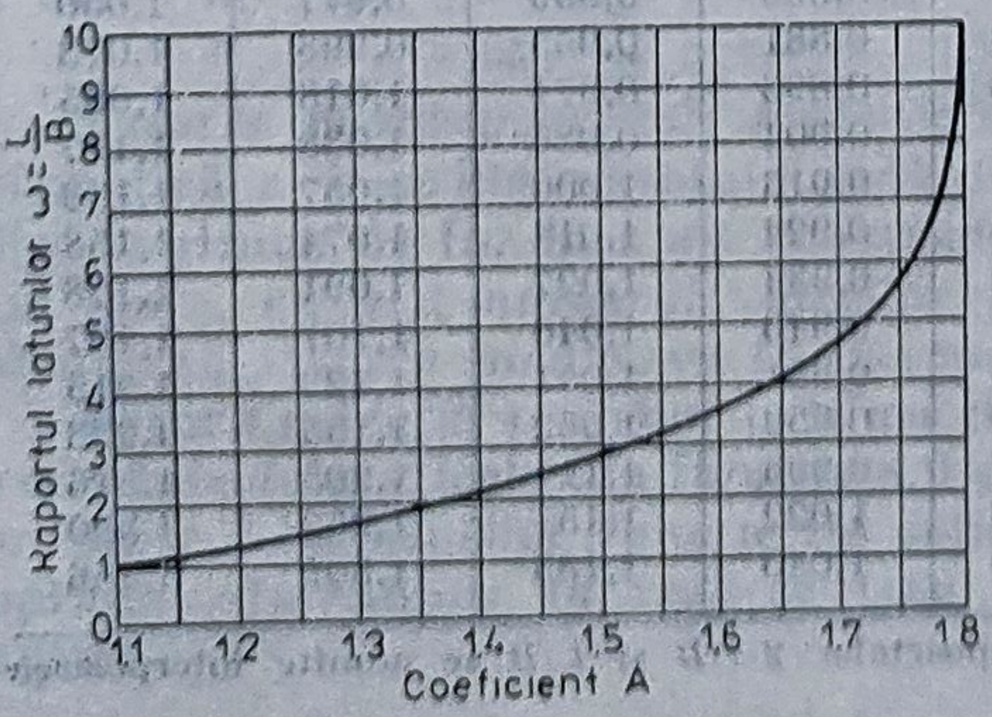


Fig. 15.9 — Grafic pentru determinarea coeficientului A din formula stratului echivalent

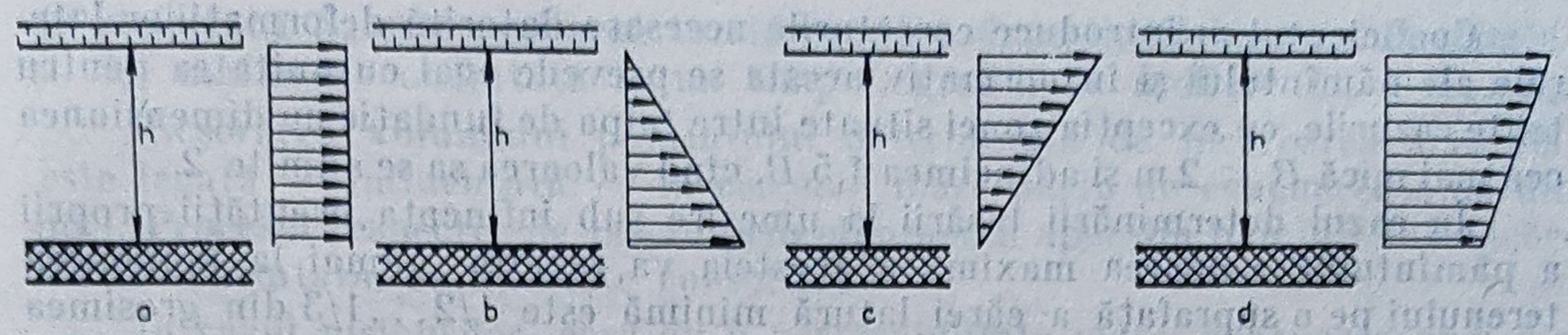


Fig. 15.10 — Diferite cazuri de repartiție a eforturilor în pămînt :
a — cazul 1 ; *b* — cazul 2 ; *c* — cazul 3 ; *d* — cazul 1—3

Raportul laturilor fundației este :

$\omega = \frac{4}{2} = 2$ pentru care din graficul de la figura 15.9, corespunde coeficientul $A = 1{,}35$.

În consecință valoarea tasării este :

$$S = 1{,}35 \cdot 2 \cdot 10 = 27 \text{ mm}$$

În general această metodă permite obținerea de rezultate concludente la fundații de dimensiuni reduse, la cele mari valorile determinate fiind mai acoperitoare, din care cauză datele respective trebuie afectate cu coeficienți subunitari.

Metoda stratului echivalent este examinată mai detaliat de Tîtovici ([42]) care prezintă datele necesare obținerii coeficientului A diferențiat pe categorii de pămînturi, funcție de coeficientul lui Poisson ν. În general acest autor consideră ca tasarea calculată cu formula 15.24, corespunde mijlocului fundațiilor.

15.7. CALCULUL TASĂRILOR PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Calculul tasărilor pămînturilor sensibile la umezire este cel obișnuit arătat anterior de însumarea straturilor elementare. Formula utilizată este :

$$I_{mp} = \sum_{h=D}^{h_{lim}} i_{mp} \cdot h_i \cdot m \text{ (cm)} \qquad (15.25)$$

în care : i_{mp} este tasarea specifică prin umezire a stratului sensibil la umezire de ordinul i, corespunzătoare presiunii geologice însumate cu presiunile provenite din repartizarea încărcăturii pe talpa fundației la adîncimea medie a stratului în cm/m ;

h_i — grosimea stratului i exprimată în m, care se ia de maximum 0,5 m ;

m — coeficientul condițiilor de lucru.

În lucrările de specialitate se prevede ca la calcule, stratul sensibil la umezire să fie limitat la partea inferioară cu o pînză de apă subterană, sau la nivelul la care umiditatea pămîntului depășește valoarea de 20%.

Coeficientul m introduce corecturile necesare datorită deformaţiilor laterale ale pămîntului şi în normativ acesta se prevede egal cu unitatea pentru toate cazurile, cu excepţia zonei situate între talpa de fundaţie cu dimensiunea cea mai mică $B < 2$ m şi adîncimea 1,5 B, cînd valoarea sa se admite 2.

În cazul determinării tasării la umezire sub influenţa greutăţii proprii a pămîntului, valoarea maximă a acesteia va rezulta numai la inundarea terenului pe o suprafaţă a cărei latură minimă este 1/2...1/3 din grosimea depozitelor loessoide. În calculele efectuate cu formula 15.25, tasarea specifică suplimentară la umezire i_{mp} se determină pentru presiunea dată de greutatea pămîntului saturat cu gradul de umiditate $S_r = 0{,}8$, iar m se admite 1.

Dacă umezirile se fac pe suprafeţe restrînse, tasările sînt mai reduse faţă de cele rezultate prin aplicarea formulei 15.25. Rezolvarea teoretică a acestei probleme este legată de o serie de greutăţi şi în consecinţă în unele cazuri se recurge la încercări experimentale de teren pentru stabilirea unor corelaţii între tasări şi dimensiunile suprafeţei inundate.

În cazul unei acţiuni îndelungate sau permanente a infiltraţiilor de apă printr-un pămînt de fundaţie, se poate produce o îndesare plastică a depozitelor loessoide, cauzată de aplicarea îndelungată a presiunii şi de scăderea treptată a rezistenţei structurale.

Valoarea îndesărilor totale (I_i) ce se produc ulterior tasării prin inundare se determină cu formula :

$$I_i = \sum_{l}^{H} \delta_i \cdot h_i \qquad (15.26)$$

în care : δ reprezintă tasarea specifică la înmuiere, în cazul unei infiltraţii de lungă durată prin stratul de grosime h_i considerat.

În mod expeditiv, determinarea tasărilor pămînturilor încărcate şi umezite se poate face cu următoarea formulă simplă propusă de A b e l e v :

$$S_i \approx i_{mp} \cdot (H_0 - h) \qquad (15.27)$$

în care : i_{mp} este tasarea specifică prin umezire a pămînturilor din fundaţie sensibile la umezire, corespunzătoare unei presiuni de 2...3 daN/cm² ;

H_0 — adîncimea faţă de suprafaţa terenului pînă la care se coboară pămînturile sensibile la umezire ;

h — adîncimea de fundare.

Această formulă se bazează pe faptul că suma eforturilor date de sarcina geologică şi solicitarea fundaţiei rămîne în linii generale constantă în limitele zonei active deoarece în timp ce sarcina geologică creşte, influenţa presiunilor date de construcţie scade în adîncime. Aşa după cum s-a putut verifica la o serie de construcţii, tasarea constatată în practică a depăşit de cca trei ori valoarea estimată prin calculele după formula exactă 15.25, fiind în schimb sensibil apropiată de cea estimată cu formula aproximativă 15.27 (³).

15.8. EVOLUŢIA ÎN TIMP A TASĂRILOR

Pe lîngă determinarea mărimii tasărilor este necesară şi stabilirea evoluţiei acestora în timp. Dacă S este tasarea totală care se produce sub o anumită încărcare şi S_t tasarea după un timp t de la începerea încărcării, gradul de consolidare (U) este egal cu S_t/S şi se exprimă în procente. În aceeaşi ordine

de idei, dacă S_u este umflarea totală produsă după descărcarea unui pămînt și S_{ut} umflarea constatată la un timp t, gradul de umflare $U_u = S_{ut}/S_u$.

Micșorarea volumului pămîntului determinată de încărcarea acestuia, este legată — influențată — în cea mai mare parte de evacuarea apei din pori. Procesul respectiv de tasare prin eliminarea apei din pămînt, sub încărcarea constatată, se numește consolidare.

În cazul nisipurilor, care au o permeabilitate mare, evacuarea apei din pămînt se produce rapid și în această situație, viteza de consolidare este determinată mai ales de procesul de reașezare a particulelor solide, care în unele cazuri poate fi oarecum întîrziat. Totuși se poate admite că în mod practic la pămînturile necoezive tasarea totală evoluează aproape în paralel cu aplicarea sarcinilor. În contrast, la pămînturile argiloase caracterizate prin permeabilitate redusă, eliminarea apei este îngreuiată și în consecință procesul de consolidare este mult mai lent.

Teoria consolidării elaborată de T e r z a g h i, pornește de la relațiile arătate anterior (3.1) care exprimă faptul că presiunea (σ) aplicată pămîntului este preluată de apa din masa acestuia — presiunea neutră — și de scheletul mineral — presiunea efectivă.

În cazul construcțiilor hidrotehnice așezate în cea mai mare parte pe pămînturi cu grade de saturație ridicată, neîntîrziat după aplicarea sarcinilor, eforturile sînt preluate aproape integral de apă. În continuare, funcție de evacuarea apei din pori, eforturile trec treptat asupra scheletului mineral, producîndu-se un proces continuu de mărire a presiunilor efective, în dauna celor neutre care conform relației de mai sus se micșorează corespunzător.

Încercările de consolidare efectuate cu probe de argilă pun în evidență o serie de aspecte caracteristice, arătate în continuare. Pentru o argilă, timpul necesar realizării unui aceluiași grad de consolidare, crește în mod proporțional aproximativ cu pătratul grosimii stratului respectiv. Pentru straturi constituite din diferite argile, dar de grosimi egale, timpul necesar realizării aceluiași grad de consolidare crește în mod proporțional cu raportul m_v/k, în care k este coeficientul de permeabilitate, iar m_v coeficientul de compresibilitate volumică dat de formula:

$$m_v = \frac{a}{1 + e_{med}} \tag{15.28}$$

a fiind coeficientul de compresibilitate arătat la 4,1, iar e_{med} indicele de porozitate al pămîntului dat de formulele 2,7 și 2,9.

Raportul

$$c = \frac{k}{m_v} = \frac{k(1 + e_{med})}{a \cdot \gamma_\omega} \tag{15.29}$$

poartă denumirea de coeficient de consolidare, valoarea sa putînd să fie determinată în laboratoarele geotehnice (γ_ω este greutatea volumică a apei = $= 0{,}001$ kg/cm^3).

În paralel cu descreșterea indicelui de porozitate, se constată o micșorare rapidă a lui k, raportul k/m_v rămînînd însă oarecum constant în cadrul unor limite relativ largi a presiunilor. În general, se constată corelații destul de distincte între coeficientul de consolidare și limita de curgere, astfel că la studiile cu volume mari de încercări se poate recomanda stabilirea relațiilor respective.

Timpul necesar stabilirii tasării S_t la un timp oarecare se determină cu formula :

$$t = \frac{4 \cdot h^2}{\pi^2 \cdot c_v} \cdot N \qquad (15.30)$$

în care : c_v este coeficientul de consolidare arătat ;
N — un coeficient avînd valorile arătate în tabelul 15.11 ;
h — grosimea stratului compresibil activ, permeabil numai în partea superioară.

TABELUL 15.11

VALORILE *U* ŞI *N* NECESARE LA CALCULELE DE CONSOLIDARE

$U = \frac{s_t}{s_{final}}$	*Valorile N*		
	cazul 1	cazul 2	cazul 3
0,05	0,005	0,06	0,002
0,1	0,02	0,12	0,005
0,15	0,04	0,18	0,01
0,2	0,08	0,25	0,02
0,25	0,12	0,31	0,04
0,3	0,17	0,39	0,06
0,35	0,25	0,47	0,09
0,4	0,31	0,55	0,13
0,45	0,39	0,63	0,18
0,5	0,49	0,73	0,24
0,55	0,59	0,84	0,32
0,6	0,71	0,95	0,42
0,65	0,84	1,1	0,54
0,7	1,00	1,24	0,69
0,8	1,4	1,64	1,08
0,85	1,69	1,93	1,36
0,9	2,09	2,35	1,77
0,95	2,8	3,17	2,54
1	∞	∞	∞

În cele ce urmează, se arată o metodă expeditivă, cu un oarecare grad de aproximaţie, pentru determinarea evoluţiei tasărilor în timp ([29]).

În funcţie de epura eforturilor din masa pămînturilor sînt examinate trei cazuri, arătate în figura 15.10, *a*, *b*, *c* şi anume :

— cazul 1 — presiune uniformă în adîncime (situaţia unui strat compresibil urmat de pămînturi tari) ;

— cazul 2 — repartiţia triunghiulară cu vîrful spre suprafaţa terenului, adică cazul sarcinilor geologice care sînt crescătoare în adîncime ;

— cazul 3 — epură triunghiulară a eforturilor cu vîrful spre baza stratului.

Combinînd cazurile 1 cu 3 se obţine soluţia pentru o epură a eforturilor trapezoidală, cu latura mică spre baza stratului, aşa cum deseori se întîmplă în practică. În acest caz valoarea N se determină cu formula :

$$N_{1-3} = N_3 + (N_1 - N_3) \cdot J \qquad (15.31)$$

în care : J este coeficient de interpolare variabil în funcţie de raportul v al presiunilor la adîncimile $z = 0$ şi $z = h$, adică $v = \frac{\sigma_{z=0}}{\sigma_{z=h}}$ valorile sale fiind arătate în tabelul 15.12 ([29]).

TABELUL 15.12

VALORILE J

v	1	1,5	2	2,5	3	3,5	5	5	6	7	8	9	10	15
J	1	0,83	0,71	0,62	0,55	0,5	0,45	0,39	0,34	0,3	0,27	0,25	0,23	0,17

Exemplu. Se cere determinarea tasării unui strat argilos în grosime de 8 m, așezat pe un pat stîncos impermeabil, acționat de presiunile $p = 2{,}4$ daN/cm² la suprafața terenului și $p = 1{,}6$ daN/cm² la adîncimea de 8 m. Indicele mediu inițial, adică natural, al pămîntului, este $e_1 = 0{,}88$, iar cel final, în urma acționării solicitării $\frac{2{,}4 + 1{,}6}{2} = 2$ daN/cm², $e_2 = 0{,}83$. Coeficientul de permeabilitate are valoarea $k = 0{,}6 \cdot 10^{-8}$ cm/s.

Tasarea totală a stratului argilos se determină cu formula:

$$s = h \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = 800 \frac{0{,}88 - 0{,}83}{1{,}88} = 21{,}3 \text{ cm}$$

În vederea stabilirii evoluției în timp a tasărilor trebuie în prealabil determinați: coeficientul relativ de compresiune a cu formula 4.3, indicele mediu al porilor (e_{med}), coeficientul de permeabilitate k în cm/an și coeficientul de compresibilitate (c_v) după cum urmează:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p} = \frac{0{,}88 - 0{,}83}{2} = 0{,}025 \text{ cm}^2/\text{kg};$$

$$e_{med} = \frac{0{,}88 + 0{,}83}{2} = 0{,}855;$$

$$k = 0{,}6 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7 = 0{,}18 \text{ cm/an};$$

$$c_v = \frac{k(1 + e_{med})}{a \cdot p_a \cdot \gamma_w} = \frac{0{,}18(1 + 0{,}855)}{0{,}025 \cdot 0{,}001} = 13\,356 \text{ cm}^2/\text{an}.$$

În funcție de aceste valori introduse în formula 15.30 rezultă

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N = \frac{4 \cdot 800^2}{9{,}87 \cdot 13\,356} \simeq 19\, N\ (^{42}).$$

Valoarea v, arătată anterior în legătură cu tabelul 15.12 este:

$v = \frac{2{,}4}{1{,}6} = 1{,}5$ și J (corespunzător tabelului respectiv $J = 0{,}83$).

Timpii t corespunzători gradelor de consolidare U, 0,25; 0,5; 0,75 și 0,85 se determină după cum urmează:

Pentru $U = s_t/s = 0{,}25$, tasarea corespunzătoare gradului de consolidare 0,25, funcție de tasarea totală s este $s_t = 21{,}3 \cdot 0{,}25 = 5{,}3$ cm și cu ajutorul tabelului 15.11 se stabilesc $N_3 = 0{,}04$ și $N_1 = 0{,}12$.

Conform formulei 15.31 rezultă:

$$N_{1-3} = N_3 + (N_1 - N_3) \cdot J = 0{,}04 + (0{,}12 - 0{,}04) \cdot 0{,}83 = 0{,}105$$

și deci timpul t la care se produce tasarea respectivă este:

$$t_{0{,}25} = 19\ N_{1-3} = 19 \cdot 0{,}105 = 2 \text{ ani}$$

La fel se procedează pentru gradul de consolidare $U = 0{,}5$:

$$s_{0,5} = 21{,}3 \cdot 0{,}5 = 10{,}7 \text{ cm}$$

$N_{1-3} = 0{,}24 + (0{,}49 - 0{,}24) \cdot 0{,}83 = 0{,}448$ și deci

$$l = 19 \quad N_{1-3} = 19{,}0 \cdot 0{,}448 = 8{,}5 \text{ ani}$$

Pentru $U = 0{,}75$

$$s_{0,75} = 16 \text{ cm și } l = 21{,}5 \text{ ani}$$

Pentru $U = 0{,}85$

$$s_{0,85} = 18{,}1 \text{ cm și } l = 31 \text{ ani}$$

Este important de menționat, că în cazul utilizării la calculele de tasări a metodei stratului echivalent, recomandabilă datorită simplității și rezultatelor acceptabile, grosimea h_s din formula 15.24 se înmulțește cu 2 pentru a rezulta h din expresia 15.30. Așa cum s-a văzut expresia respectivă 15.30 este necesară pentru aprecierea evoluției în timp a tasărilor.

O formulă simplă pentru determinarea timpului necesar amortizării totale a consolidării este :

$$T_i = t_i \cdot \left[\frac{H_i}{h_i}\right]^2$$

în care : T_i este timpul de amortizare a consolidării stratului i ;
H_i — grosimea stratului i ;
t_i — timpul necesar terminării consolidării în laborator a probei prelevate din stratul i ;
h_i — grosimea probei de pămînt analizate ([24]).

15.9. CONSIDERAȚII FINALE

Pentru aprecierea de ansamblu a fenomenelor de tasare în diferite condiții, este utilă cunoașterea unei serii de aspecte suplimentare, față de cele expuse anterior și care se examinează în continuare.

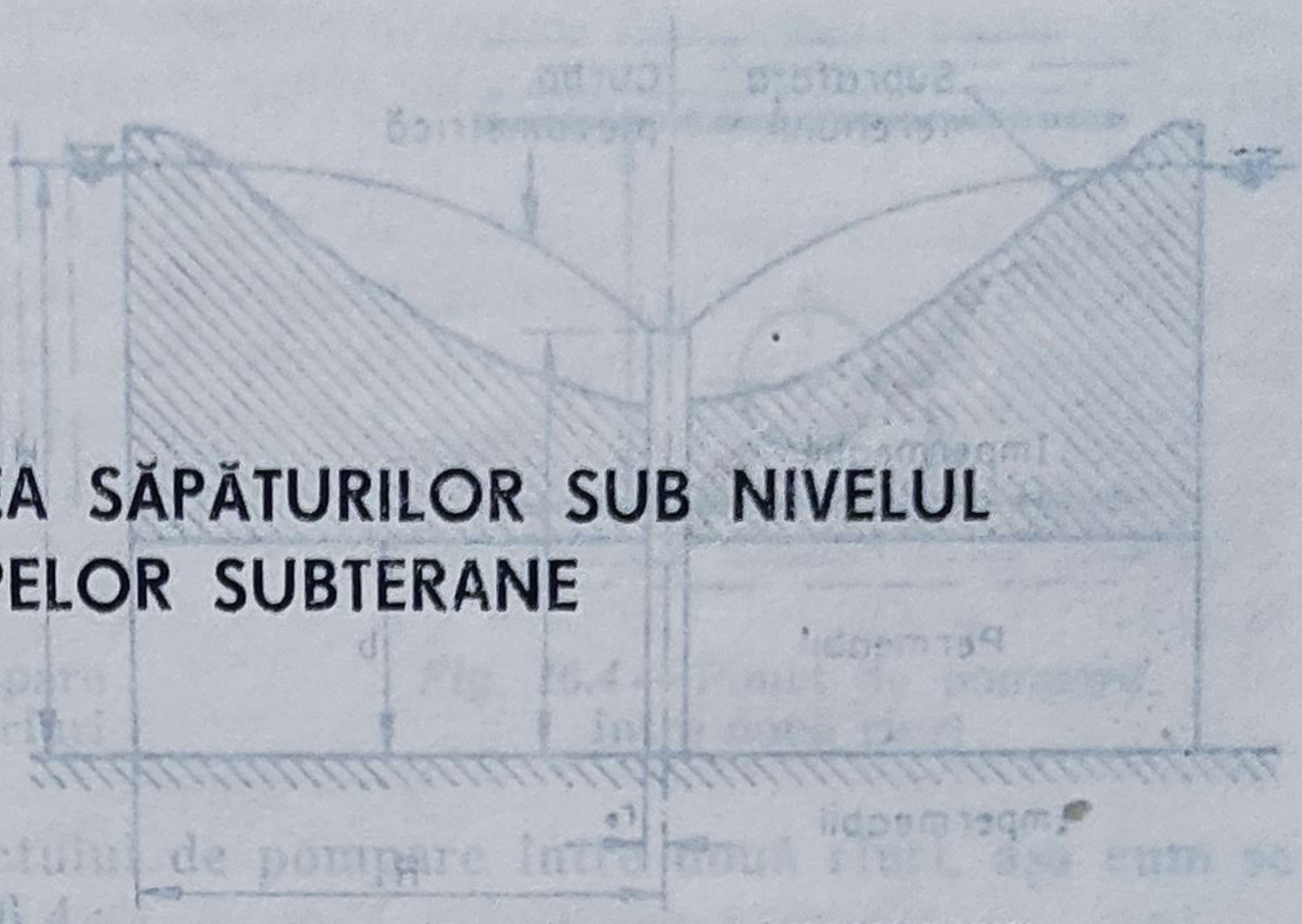
1. De la o oarecare adîncime față de suprafața terenului, influența neuniformității sarcinilor se atenuează în condițiile unei zone active de grosime mai mare.

2. Tasările depind nu numai de presiunea unitară realizată pe talpa de fundare ci și de întreaga sarcină a construcțiilor.

3. La fundațiile rigide, datorită faptului că eforturile verticale p_z sînt maxime în mijlocul construcțiilor, rezultă tasări minime la capete și mai accentuate spre centru. În situația unui teren tare, care nu cedează, tasările construcției se uniformizează și epura presiunilor de la talpa fundațiilor capătă o formă de șea cu intensități mai mari la capete și minime spre centru.

În cazul unui pămînt care poate înregistra ușoare deformații plastice, independent de faptul că eforturile sînt mai mari la centru, tasările au tendința unor dezvoltări maxime spre capetele fundațiilor și minime în axul construcțiilor.

4. Efectul neuniformității tasărilor asupra construcțiilor este deseori exagerat de unii ingineri. Desfășurarea lentă a fenomenelor respective determină dezvoltarea unor cedări platice ușoare, care nu generează degradări vizibile ([24]).



16. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR SUB NIVELUL APELOR SUBTERANE

16.1. CONSIDERAȚII GENERALE. RAZA DE INFLUENȚĂ

În practica inginerească, greutățile legate de pămînturi sînt provocate în cea mai mare parte de apa conținută de acestea. Încă în 1939, T e r z a g h i, fondatorul de fapt al mecanicii pămînturilor ca știință de sine stătătoare, a declarat că numai pe planetele lipsite de apă, geologia inginerească este inutilă. Așa cum s-a arătat anterior, apa din pori reduce presiunile la contactele dintre particulele de pămînt, micșorînd astfel capacitatea lor portantă. Curenții acviferi din masa pămînturilor pot provoca eroziuni interne prin antrenarea de particule fine favorizînd producerea de tasări etc.

La proiectarea lucrărilor de excavații sub nivelul apei, este importantă aprecierea corectă a volumelor de epuismente, care deseori provoacă în practică greutăți deosebite.

În vederea aprecierii debitului de apă din excavații și în consecință a condițiilor de evacuare a acesteia, se impun calcule corespunzătoare care în majoritate se bazează pe formulele lui J u l e s D u p u i t, și anume pentru cazul unei pînze de apă arteziene :

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot b(H - h_0)}{\log_e R/r_0} \qquad (16.1)$$

iar pentru cazul unei pînze de apă necaptive cu nivel liber :

$$Q = \frac{\pi \cdot k(H^2 - h_0^2)}{\log_e R/r_0} \qquad (16.2)$$

În aceste formule k este coeficientul de permeabilitate, R — raza de influență, iar semnificația celorlalte libere se vede din figura 16.1 pentru cazul apelor arteziene și în figura 16.2, pentru apele cu nivel liber — necaptive (13).

Pentru straturile cu nivel de apă liber, raza de influență în cazul săpăturilor cu epuismente directe și la sistemele puțuri, se poate determina în mod aproximativ cu formula

$$R = 2\ S\sqrt{H \cdot k},\ \text{m} \qquad (16.3)$$

în care : R este raza de influență, în m ;
S — denivelarea în săpătură, în m ;
H — grosimea stratului acvifer, în m ;
k — coeficientul de permeabilitate, în m/zi.

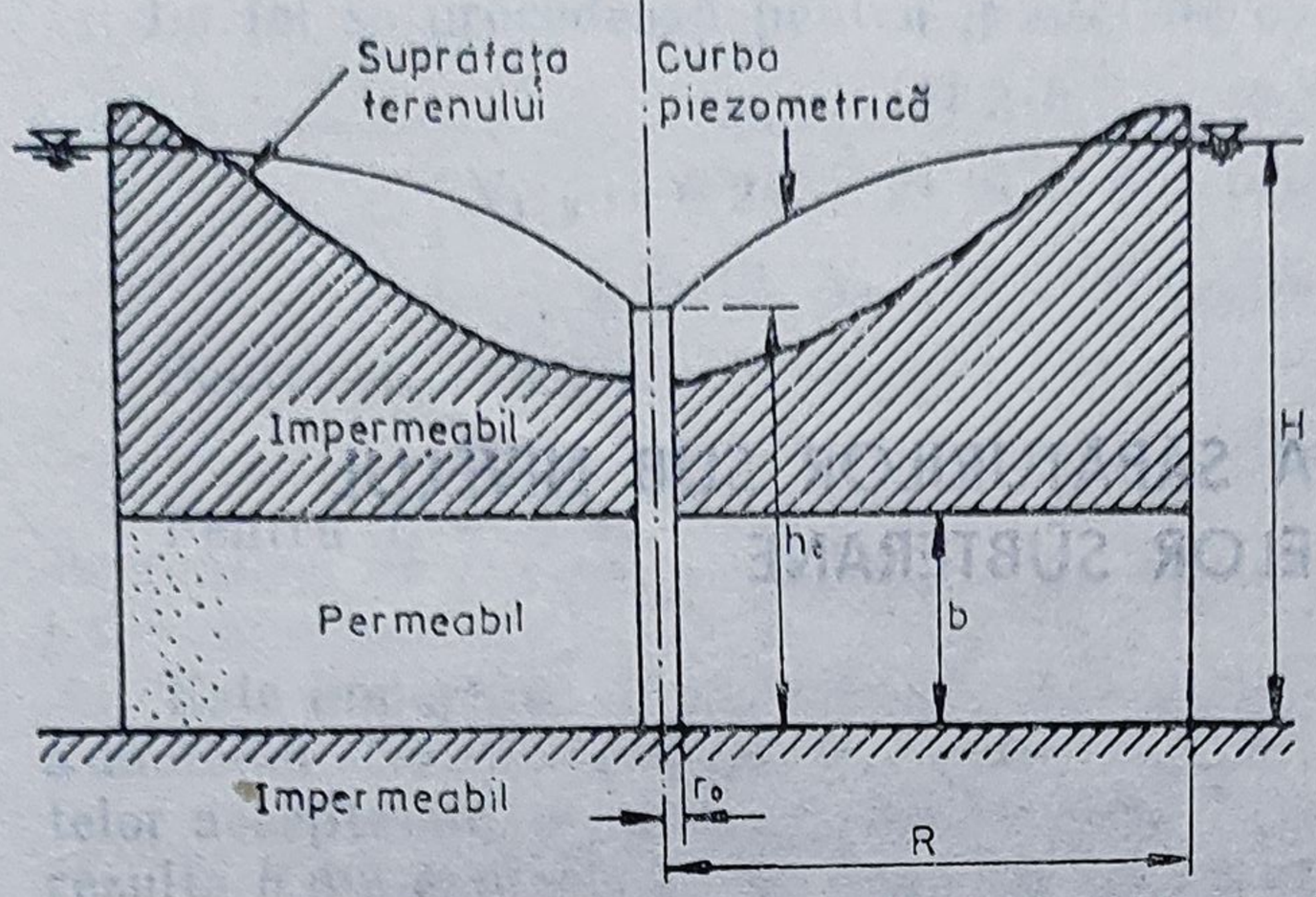


Fig. 16.1 — Schema unei pompări din ape arteziene

Dacă se ia în considerare timpul de pompare, se poate propune următoarea expresie pentru determinarea razei de influență

$$R = \sqrt{r_0^2 + \frac{2kHt}{\mu}} \tag{16.4}$$

în care: t este timpul de pompare;

μ — coeficientul de cedare a apei din pământ, care se poate aprecia funcție de coeficientul de permeabilitate, după cum urmează:

k, m/zi	1...10	10...50	50...100
μ	0,12...0,18	0,18...0,22	0,22...0,24

r_0 și H — aceeași semnificație ca în formulele anterioare.

Pentru diferite situații caracteristice raza de influență se poate determina după cum urmează (44):

a. în cazul punctului de pompare situat la o distanță L față de o sursă de alimentare cu apă, de exemplu un rîu:

$$R = 2 \cdot L \tag{16.5}$$

b. în cazul situării punctului de pompare la confluența dintre două rîuri, așa cum se vede în figura 16.3.

$$R = \frac{2 \cdot L \cdot L_1}{\sqrt{L^2 + L_1^2}} \tag{16.6}$$

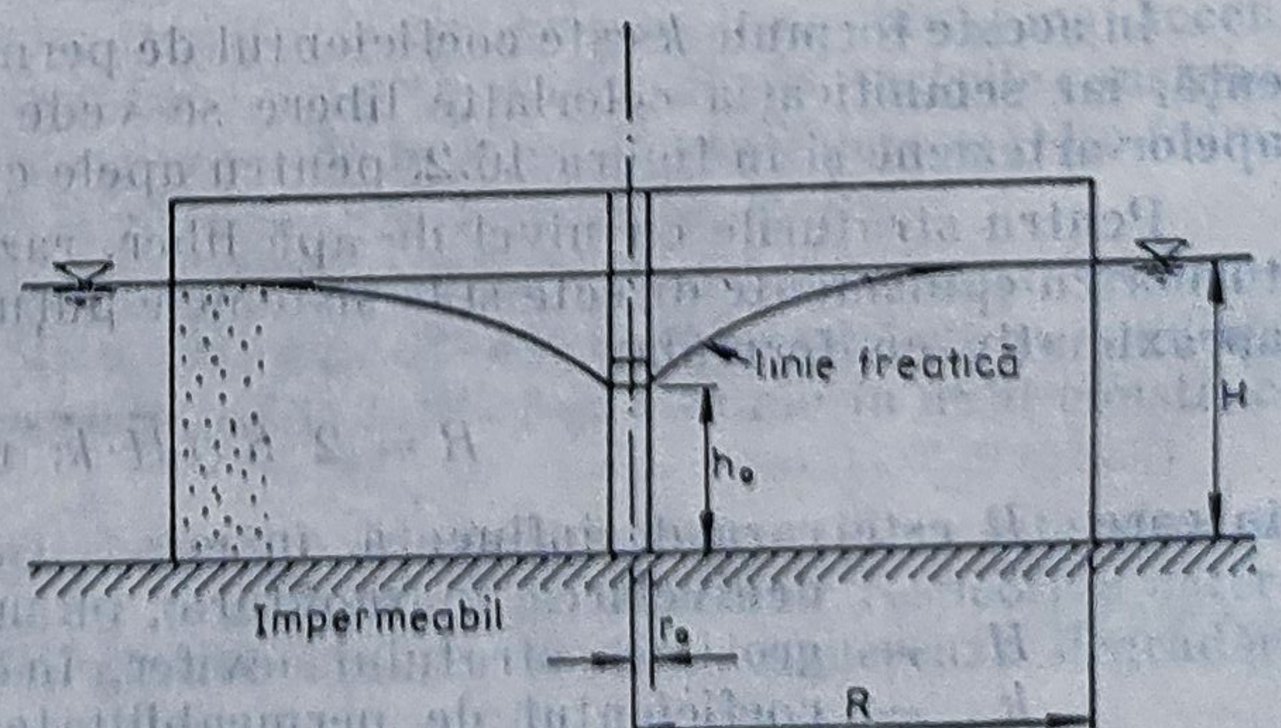


Fig. 16.2 — Schema unei pompări din ape necaptive

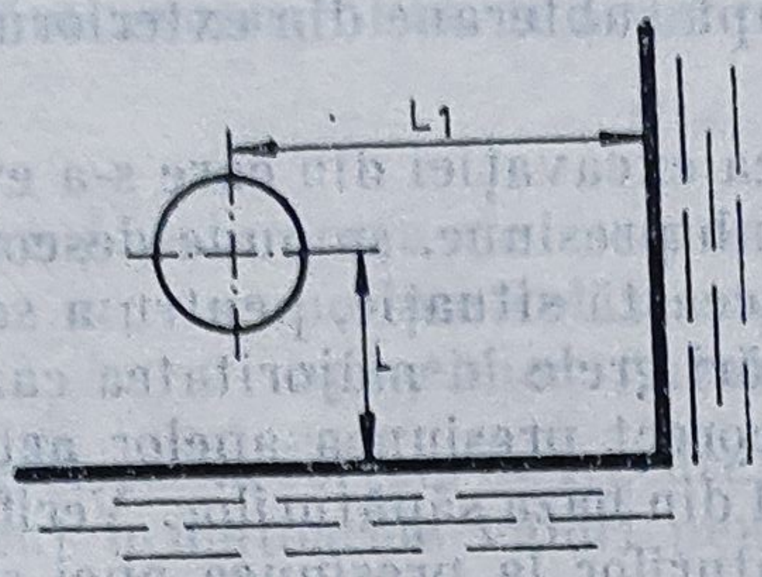


Fig. 16.3 — Punct de pompare la confluența dintre două rîuri

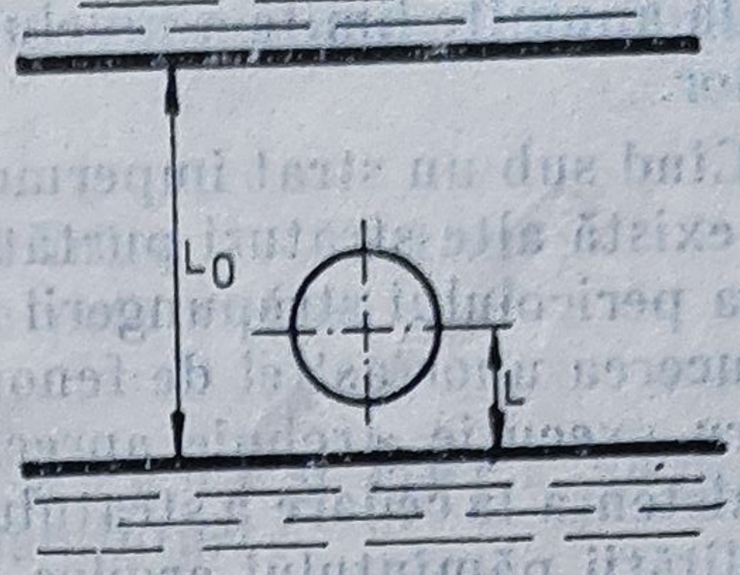


Fig. 16.4 — Punct de pompare între două rîuri

c. în cazul situării punctului de pompare între două rîuri, așa cum se arată schematic în figura 16.4 :

$$R = \frac{2}{\pi} \cdot L_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot L}{L_0} \tag{16.7}$$

În cazul unor ape subterane sub presiune se poate utiliza formula :

$$R = r_0 + \sqrt{\frac{kTT_1}{k_1}} \tag{16.8}$$

în care : r_0 are semnificația arătată în formulele anterioare ale acestui capitol ;

k și T — coeficientul de filtrație și grosimea stratului de apă sub presiune, care se drenează ;

k_1 și T_1 — coeficientul de filtrație și grosimea pentru stratul de pămînt învecinat puțin permeabil, sau practic impermeabil.

16.2. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR SUB NIVELUL APELOR SUBTERANE FĂRĂ EPUISMENTE

Pentru oprirea accesului apei în săpăturile de fundație, acestea deseori se înconjură prin ecrane temporare sau permanente care străbat straturile purtătoare de apă încastrîndu-se în pămînturi puțin permeabile din adîncime. Aceste ecrane se realizează cu pereți de palplanșe sau mai frecvent cu ecrane continui de beton turnate în tranșee lungi cu lățimi de 0,4...0,8 m, care în practica noastră se execută mai frecvent cu dispozitivele Kelly sau Else.

În cazul neinterceptării prin ecranele arătate a unor pămînturi puțin permeabile, trebuie realizată o adîncime de încastrare suficientă sub fundul excavațiilor proiectate, pentru a se evita producerea de curenți hidraulici ascendenți cu pericol de antrenare a granulelor fine de pămînt, mai ales a nisipurilor fine și a celor prăfoase. În mod strict orientativ se poate aprecia că pentru prevenirea fenomenelor respective, este suficientă o adîncime de încastrare mai mare de jumătate din diferența de nivel dintre cota pînzei de apă subterane și fundul excavațiilor. În această situație, cînd ecranele nu sînt coborîte pînă la un pat impermeabil, în vederea reducerii peri-

colului antrenării-sufoziei se poate executa în paralel cu ecranarea o coborîre pînă la anumite limite a nivelului pînzei de apă subterane din exteriorul excavaţiilor.

Cînd sub un strat impermeabil de la baza excavaţiei din care s-a evacuat apa, există alte straturi purtătoare de ape sub presiune, se pune deseori problema pericolului străpungerii acestuia. În această situaţie, pentru a se evita producerea unor astfel de fenomene, cu urmări grele în majoritatea cazurilor pentru execuţie, trebuie apreciată cît mai corect presiunea apelor arteziene şi rezistenţa la cedare a stratului impermeabil din baza săpăturilor. Verificarea stabilităţii pămîntului argilos din baza săpăturilor la presiunea apei se face prin formula :

$$H - h = \frac{h_0 \cdot \gamma}{m \cdot \gamma_w} \qquad (16.9)$$

în care : γ_w şi γ sînt densitatea apei şi greutatea volumică a pămîntului ;
m — coeficient de siguranţă care se admite de obicei 1,5.

Semnificaţia celorlalte litere se vede din figura 16.5.

Pentru micşorarea presiunii apei, argila din baza excavată poate fi perforată prin foraje umplute cu material drenant care să preîntîmpine antrenarea granulelor fine de pămînt de către curentul apei scurse.

În vederea combaterii fenomenelor de instabilitate, ca urmare a epuismentelor la săpături executate în pămînturi afuiabile, în practica noastră se adoptă deseori metoda de excavaţii fără denivelări de apă. După atingerea cotelor finale, patul excavaţiei se acoperă cu un strat de beton, sau o pernă de materiale grosiere, inclusiv panouri de vată din sticlă lestate, aşternute sub nivelul apei, astfel ca în continuare lucrările de execuţie să se desfăşoare la uscat.

Pentru prevenirea unor fenomene de instabilitate la săpăturile mai adînci sub nivelul apei în pămînturi afuiabile, se aplică procedeele cheson deschis fără epuismente, sau cheson cu aer sub presiune. În cazul chesoanelor deschise, după atingerea cotei, patul excavaţiei se acoperă cu un strat de balast, sau mai frecvent un dop de beton aşternut sub nivelul apei. În această situaţie poate urma evacuarea apei, astfel ca în continuare lucrările din interiorul chesonului să se desfăşoare la uscat. Verificarea stabilităţii dopului de beton la acţiunea de subpresiune a apelor, după punerea la uscat, se face în mod similar, cu principiul avut în vedere la formula 16.9.

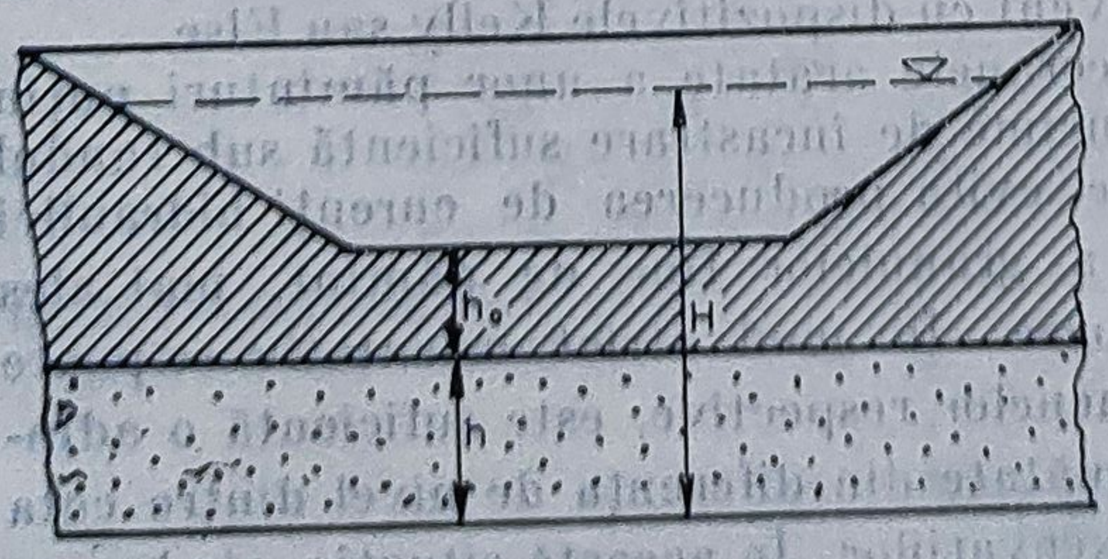


Fig. 16.5 — Săpătură executată în argile urmate de nisipuri

La coborîrea chesoanelor se întîmpină deseori dificultăţi datorită rezistenţei opuse de pămînturile rămase sub cuţitul pereţilor acestora şi care trebuie îndepărtate printr-un procedeu oarecare recomandat în cărţile de fundaţii. O altă forţă importantă, care trebuie depăşită la coborîrea chesoanelor, este frecarea cu pămînturile aflate lateral. Se poate considera că aceasta creşte liniar

de la suprafaţa terenului pînă la adîncimea de 5 m, de unde în continuare rămîne constantă. În acest caz forţa de frecare F este dată de formula :

$$F = f \cdot u(h - 2{,}5),\ t$$

în care : f este forţa de frecare, care variază între 1...3 t/m²;
u — perimetrul secţiunii orizontale prin cheson;
h — adîncimea chesonului.

Referitor la forţele de frecare laterale, T e r z a g h i şi P e c k au propus în trecut următoarele valori pentru diferite pămînturi :

— prafuri şi argile moi . . . . . 0,7...3,0 t/m²;
— argile foarte vîrtoase . . . . . 5,0...20 t/m²;
— nisip afînat . . . . . 1,2...3,6 t/m²;
— nisip îndesat . . . . . 3,5...7,0 t/m²;
— pietriş îndesat . . . . . 5,0...10 t/m².

16.3. EPUISMENTELE DIRECTE

Epuismentele directe reprezintă procedeul cel mai comod şi în mare parte mai ieftin de drenarea excavaţiilor, aplicarea sa fiind însă condiţionată de prezenţa unor pămînturi neafuiabile cum sînt nisipurile grosiere cu pietrişuri, argilele etc.

Săpăturile reduse sub nivelul hidrostatic se efectuează cu o singură treaptă de denivelare, iar cele mai adînci în mod succesiv cu mai multe trepte. În cadrul fiecărei trepte se realizează şanţuri amplasate în diferite poziţii care să asigure o captare cît mai eficientă a apelor şi să stînjenească cît mai puţin desfăşurarea procesului general de excavaţii.

În cazul unor excavaţii mai adînci se ridică problema stabilităţii taluzurilor, care trebuie prevăzute cu pante de echilibru, sau se amenajează în mod corespunzător pentru combaterea producerii degradărilor astfel : zonele afuibile se acoperă cu straturi filtrante, sau în practica lucrărilor de îmbunătăţiri funciare cu diferite materiale locale ca fascine, rogojini etc., pămînturile argiloase slabe se sprijină cu banchete din materiale grosiere etc.

Şanţurile drenante sînt dirijate spre un puţ colector, care în cazul unor pămînturi mai puţin stabile reclamă amenajări astfel ca pomparea apei să se desfăşoare fără impedimente. La o serie de şantiere este comodă introducerea în puţul colector a unui tub de diametru mare, care ulterior se poate recupera.

Este important ca în majoritatea cazurilor evacuarea apelor să nu se facă cu întreruperi, în vederea evitării întîrzierilor de execuţie, a denivelărilor bruşte cu efecte dăunătoare asupra stabilităţii pămînturilor şi prevenirii degradării taluzurilor înmuiate în repetate rînduri.

După terminarea lucrărilor, astuparea excavaţiilor va fi precedată de plombarea conştiincioasă a şanţurilor şi puţurilor colectoare.

În procesele de excavaţii survin uneori curgeri concentrate de apă, pe căi de infiltrare preferenţiale şi în vederea evitării degradărilor suprafaţa taluzurilor în zonele respective se acoperă cu balast sau alt material filtrant ce prezintă un efect stabilizator prin greutatea sa şi preîntîmpină antrenarea pămînturilor sub acţiunea hidrodinamică a curenţilor. Plombarea cu pămînturi argiloase trebuie evitată sub orice formă fiind ineficace.

În cazul unor săpături cu o formă în plan dreptunghiulară, Forheimer propune ca la calculele de epuismente să se considere pentru acestea o formă circulară cu raza

$$r_0 = \eta \frac{L + B}{4} \qquad (16.10)$$

în care: L și B sînt lungimea și lățimea săpăturii;

η — un coeficient stabilit în funcție de raportul B/L după cum urmează:

B/L	$\simeq$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
η		1	1,12	1,16	1,18	1,18	1,18

Pentru o săpătură de formă neregulată, în calcule se admite de asemenea echivalarea cu o suprafață circulară de rază:

$$r_0 = \sqrt{\frac{E}{\pi}} \qquad (16.11)$$

în care: F este suprafața săpăturii reale.

Dacă săpătura străbate straturi cu permeabilități diferite, în calcule se admite un coeficient mediu:

$$k = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \ldots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots h_n}$$

în care: $h_1, h_2 \ldots, h_n$ sînt grosimile diferitor straturi;

$k_1, k_2 \ldots, k_n$ — coeficienții de permeabilitate a acestor straturi, în m/zi.

Această formulă este utilizată pentru un raport al coeficienților de permeabilitate respectivi < 10. În cazul unui raport mai mare al acestor coeficienți, straturile cu coeficienții mici de permeabilitate nu se iau în considerație.

Săpăturile pot fi perfecte dacă sînt coborîte pînă la un strat impermeabil și imperfecte în caz contrar. Formulele arătate în continuare au la bază principiul lui Dupuit expus anterior în legătură cu formulele 16.1 și 16.2.

În cazul săpăturilor perfecte cu ape avînd nivelul liber, debitul se stabilește cu formula:

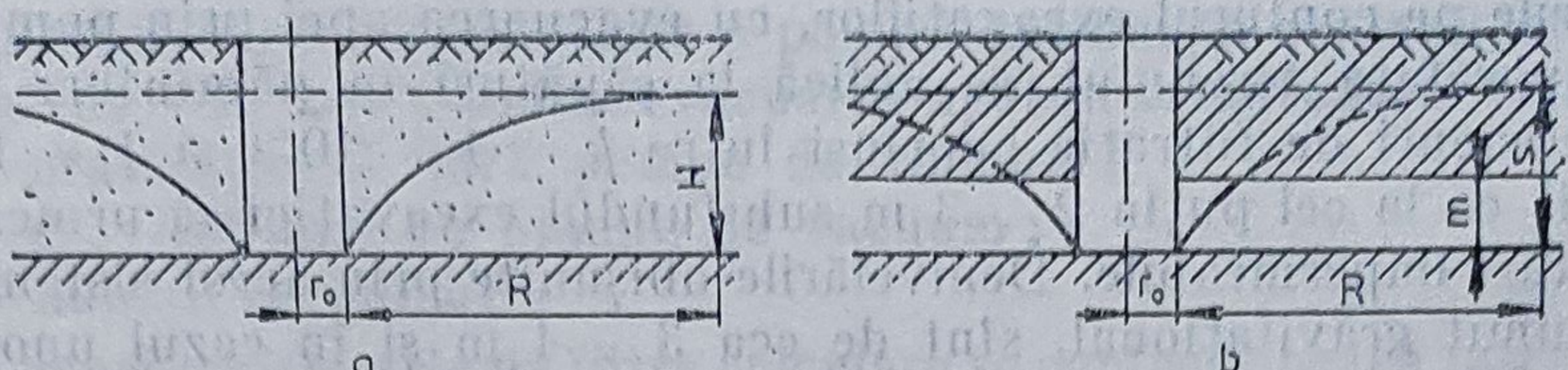
$$Q = 1{,}37 \frac{kH^2}{\lg \frac{R + r_0}{r_0}} \qquad (16.12)$$

iar în cazul unei situații mixte, cu ape avînd nivelul liber și sub presiune, cu formula:

$$Q = 1{,}37 \frac{k(2S - m)m}{\lg \frac{R + r_0}{r_0}} \qquad (16.13)$$

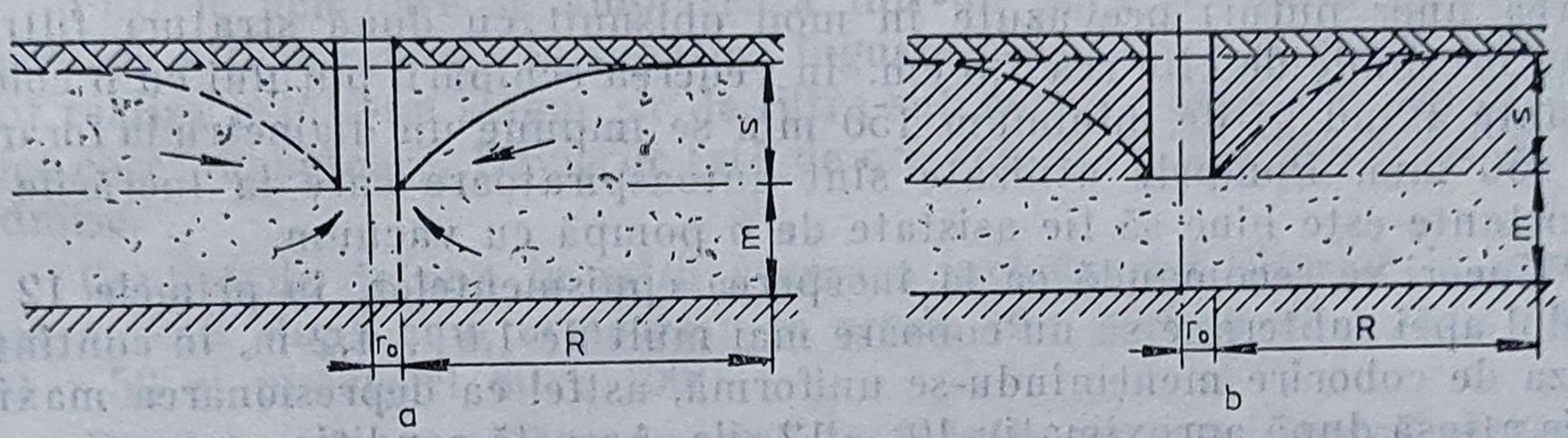
Semnificația notațiilor din aceste formule se poate vedea în figura 16.6.

Debitul de apă la o săpătură imperfectă cu ape avînd nivelul liber, arătată în figura 16.7, a se determină prin formulele 16.12. și 16.14, după cum urmează: apele aflate deasupra cotei fundației se consideră avînd nivelul



a b

Fig. 16.6 — Schema afluxului de apă către săpături perfecte : *a* — situație la ape cu nivel liber ; *b* — situație mixtă ; la ape cu nivel liber și sub presiune



a b

Fig. 16.7 — Schema afluxului de apă către săpături imperfecte : *A* — situație cu ape sub presiune ; *b* — situație la ape cu nivel liber

liber, iar cele de sub cota fundației se consideră sub presiune. În consecință, formula de calcul pentru această situație capătă forma :

$$Q = 2{,}73\ kS\left(\frac{S}{2\lg\frac{R+r_0}{r_0}} + \frac{m}{\lg\frac{R+r_0}{r_0} + 0{,}2\frac{m}{r_0}}\right) \qquad (16.14)$$

În situația unei săpături imperfecte cu ape sub presiune, așa cum se vede în figura 16.7, *b*, debitul se stabilește cu formula :

$$Q = \frac{2{,}73\ kmS}{\lg\frac{R+r_0}{r_0} + 0{,}2\frac{m}{r_0}} \qquad (16.15)$$

Semnificația literelor din formulele 16.12...16.15 se vede în figurile 16.6 și 16.7 și anume :

H este grosimea stratului de apă cu nivel liber ;
R — raza de influență ;
r_0 — raza asimilată a săpăturii fundației ;
m — grosimea stratului de apă artezian ;
S — adîncimea săpăturilor față de nivelul inițial al apei ;
Q și k — debitul de apă din săpătură și respectiv coeficientul de permeabilitate ([30]).

16.4. CAPTAREA APELOR ÎN EXTERIORUL SĂPĂTURILOR DE FUNDAȚIE

La excavațiile în nisipuri fine, epuismentele directe generează fenomene de instabilitate și în această situație se impune coborîrea apelor prin puțuri, foraje sau filtre aciculare amplasate în exteriorul săpăturilor.

Puţurile pe conturul excavaţiilor, cu evacuarea apei prin pompe amplasate pe suprafaţa terenului, se aplică la săpături în pămînturi necoezive, avînd coeficienţi de filtraţie cuprinşi între $k = 1 \times 10^{-1}$ şi 1×10^{-4} cm/s, cu condiţia ca la cel puţin 2...3 m sub fundul excavaţiei să urmeze un pat de pămînturi impermeabile. Denivelările obişnuite prin acest sistem de pompare, denumit gravitaţional, sînt de cca 3...4 m şi în cazul unor nisipuri prăfoase se micşorează. Pentru denivelări mai mari procedeul respectiv se aplică în mai multe trepte care pot ajunge la cca 3...4 m, în dreptul fiecărui nivel de pompare amenajîndu-se cîte o bermă pentru amplasarea pompelor.

Procedeul respectiv este simplu constînd în majoritatea cazurilor din forarea unor puţuri prevăzute în mod obişnuit cu două straturi filtrante avînd grosimile de cîte cca 7,5 cm. În vederea echipării puţului cu o coloană filtrantă avînd ∅ de minimum 150 mm se impune un diametru la forare de cca 450 mm. Pompele utilizate sînt autoaspiratoare care la lucrările mai importante este bine să fie asistate de o pompă cu vacuum.

Uneori se recomandă ca la începerea epuismentelor, în primele 12 ore, nivelul apei subterane să nu coboare mai mult de 1,0...1,2 m, în continuare viteza de coborîre menţinîndu-se uniformă, astfel ca depresionarea maximă, să fie atinsă după aproximativ 10...12 zile. Această condiţie oarecum severă, prin care se urmăreşte formarea unui filtru natural în jurul puţurilor, poate fi atenuată la unele pămînturi cu o granulozitate grosieră fără fracţiuni fine ([27]).

La pămînturile de granulozitate fină, ca nisipuri prăfoase şi prafuri argiloase cu $k = 10^{-3}...10^{-4}$ cm/s, coborîrea gravitaţională a nivelului prin puţuri nu dă rezultate din cauza permeabilităţii reduse. În aceste cazuri se utilizează puţurile vacuumate care intensifică mult procesul de drenare prin acţiunea unui vacuum creat care poate ajunge la 200...300 mm coloană mercur. În principiu puţul de drenare este izolat faţă de exterior şi prin vacuumul creat în interiorul său se activează curgerea apei către acesta. În anumite cazuri, pentru prevenirea pătrunderii aerului în zona de drenare, Caquot şi Kerisel recomandă acoperirea suprafeţei terenului cu membrane impermeabile în sectoarele periclitate din acest punct de vedere. În principiu puţurile vacuumate sînt constituite dintr-un tub central metalic cu diametrul minim de 40 mm cuprins într-o coloană perforată de ∅ 50...80 mm prevăzută cu sisteme filtrante în vederea preîntîmpinării antrenării particulelor fine de pămînt în timpul procesului de efectuare a epuismentelor. Sistemul respectiv de coloane are la bază un cap hidraulic care permite introducerea acestuia în pămînt prin spălare cu ajutorul unui jet de apă.

Pe acest principiu al puţurilor vacuumate sînt alcătuite instalaţiile de filtre aciculare care cuprind următoarele elemente principale:

— filtrele cu tuburi prelungitoare;
— colectorul la care se prind filtrele prin racorduri speciale;
— dispozitivul de înfingere a filtrelor;
— pompa de epuisment.

Filtrele cu diametrul exterior de 2...5 cm, au lungimi cuprinse între 1 şi 3 m şi se introduc pînă la 5...7 m, iar în cazuri deosebite pînă la 10 m, cu ajutorul unor tuburi prelungitoare.

Aceste filtre se conectează la un colector prin tuburi flexibile care la rîndul lor sînt în legătură cu unul sau mai multe agregate de pompare. În vederea introducerii filtrelor prin spălare cu ajutorul unui jet de apă, agregatul de pompare trebuie să realizeze presiuni mari corespunzătoare. Acest agregat este

autoaspirator fiind format dintr-o pompă hidraulică centrifugală cuplată cu o pompă de vid, care permite evacuarea apei în următoarele condiţii :

— gravitaţional, fără pompe de vacuum ;
— gravitaţional cu pompe de vacuum ;
— numai vacuumat.

În general sistemele de filtre aciculare se confecţionează într-o gamă largă de tipuri, toate caracterizîndu-se prin manevrabilitate uşoară, randament ridicat şi alte calităţi, din care cauză utilajele respective constituie un auxiliar preţios în lucrările de drenare.

Filtrele aciculare se amplasează într-un plan orizontal în jurul gropii necesară a fi excavată. În săpături înguste pînă la 3...4 m epuismentele se pot realiza printr-un singur şir de filtre sub rezerva unor condiţii hidrogeologice corespunzătoare. Devierile faţă de orizontalitate ale unui colector nu sînt admise.

Cantităţile de apă în m^3/h necesare introducerii filtrelor în pămînt se pot aprecia după cum urmează : la argile 10 ; prafuri 10....20 ; nisipuri 30...50 şi pietrişuri 80...100.

Presiunea în atmosfere variază în funcţie de consistenţa-îndesarea pămînturilor şi se încadrează aproximativ între următoarele limite : la argile 3...12 ; prafuri 3...6 ; nisipuri 4...10 şi pietrişuri 5...10.

Este important ca filtrul să se găsească la o anumită adîncime faţă de suprafaţa terenului, denumită lungime minimă de izolare, astfel ca să fie prevenită antrenarea aerului în masa pămîntului drenat ; datele respective sînt prezentate în tabelul 16.1.

TABELUL 16.1

LUNGIMEA MINIMĂ DE IZOLARE, ÎN M, A FILTRELOR ACICULARE

Adîncimea de depresionare a nivelului apei subterane, în m	Afluxul specific, în m^3/h		
	2	2...4	4
1	1,5	1,4	1,2
1...2	1,2	1,2	1,0
2...3	1,0	1,0	0,8
>3	1,0	0,8	0,7

Durata de înfingere a unui filtru durează cca 1...2 min şi după atingerea cotei necesare, pomparea jetului se mai continuă cu un debit redus, cca 20... 30 s, în acest fel în jurul puţului, în urma procesului de spălare, formîndu-se un filtru natural. În spaţiul rămas gol în jurul coloanei filtrante se toarnă pietriş mărgăritar, iar ultimii 1,0...1,5 m se plombează cu argilă, astfel ca să fie împiedicată antrenarea aerului din exterior.

Execuţia epuismentelor se începe prin pornirea pompei de vacuum, fiind recomandabilă o funcţionare iniţială de 1...10 ore, cu un vacuum redus limitat la diferenţa de nivel dintre nivelul hidrostatic şi suprafaţa terenului.

În cazul drenării gravitaţionale, după amorsarea instalaţiei prin pomparea vacuumată, continuarea epuismentelor poate fi deservită de pompele hidraulice.

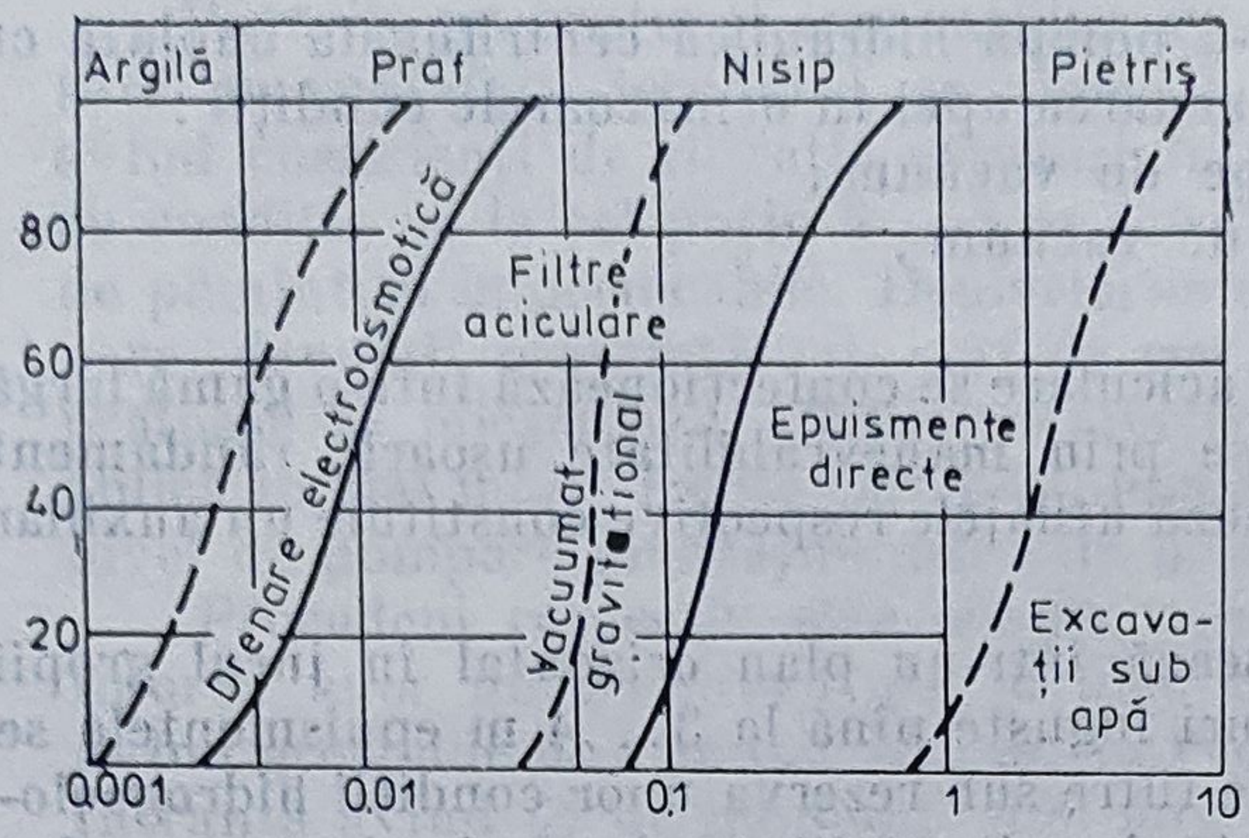


Fig. 16.8 — Domeniul de aplicare a filtrelor aciculare după Moretrench Comp

Este important ca pe întreaga durată a epuismentelor, acestea să funcționeze continuu, deoarece întreruperile prezintă o serie de urmări negative. Uneori, se recomandă ca epuismentele să continuie și în perioada refacerii nivelului hidrostatic în vederea evitării creșterii bruște a pînzei de apă care la anumite sisteme de fundații poate avea influențe defavorabile ([27]).

Conform recomandărilor lui Kezdy și Marko (1968), drenarea gravitațională prin filtre aciculare este posibilă la pămînturile avînd coeficienții de filtrație cuprinși între $k = 1 \times 10^{-4}$ și 1×10^{-1} cm/s, iar cea vacuumată la pămînturile cu $k = 1 \times 10^{-7} \ldots 1 \times 10^{-2}$ cm/s. Limitele inferioare ale permeabilităților pentru aplicarea celor două feluri de drenări cu filtrele aciculare după Hüdig sînt:

— la drenarea vacuumată... $k = 1 \times 10^{-5}$ cm/s;

— la drenarea gravitațională... $k = 1 \times 10^{-3}$ cm/s.

în care: k este coeficientul de filtrație al pămîntului.

Domeniul de aplicare a filtrelor aciculare este deseori apreciat în funcție de compoziția granulometrică și în această privință pot fi avute în vedere recomandările firmei Moretrench Comp redate în figura 16.8.

În cazul pămînturilor cu o permeabilitate pronunțată se produc mari pierderi de sarcină la instalațiile cu filtre aciculare care se pot aprecia după cum urmează: pentru debite unitare $q_0 = 0{,}6$; 1,0 și respectiv 1,5 l/s, pierderile de sarcină în m coloană apă sînt 0,66 ; 1,54 și 3,16.

În general, coborîrea apelor prin foraje amplasate pe contur prezintă următoarele avantaje: permite adoptarea în excavații a unor taluzuri mai abrupte, reduce perioada de construcții, permite o mecanizare mai largă, ridică calitatea lucrărilor.

Ca și în cazul epuismentelor directe, contururile după care se dispun puțurile se consideră circulare cu razele stabilite conform criteriilor arătate anterior în legătură cu formulele 16.10 și 16.11.

În calculele de epuismente este necesară determinarea pe de o parte a debitului de apă necesar a fi evacuat, iar pe de altă parte stabilirea numărului puțurilor sau filtrelor aciculare și adîncimea acestora.

La săpăturile sub ape cu nivel liber, debitul global al puțurilor perfecte dispuse perimetral, așa cum se arată în figura 16.9 se poate determina cu formula:

$$Q = 1{,}37 \frac{k(H^2 - h_k^2)}{\lg \frac{R + r_0}{r_0}}, \text{ m}^3/\text{zi} \qquad (16.16)$$

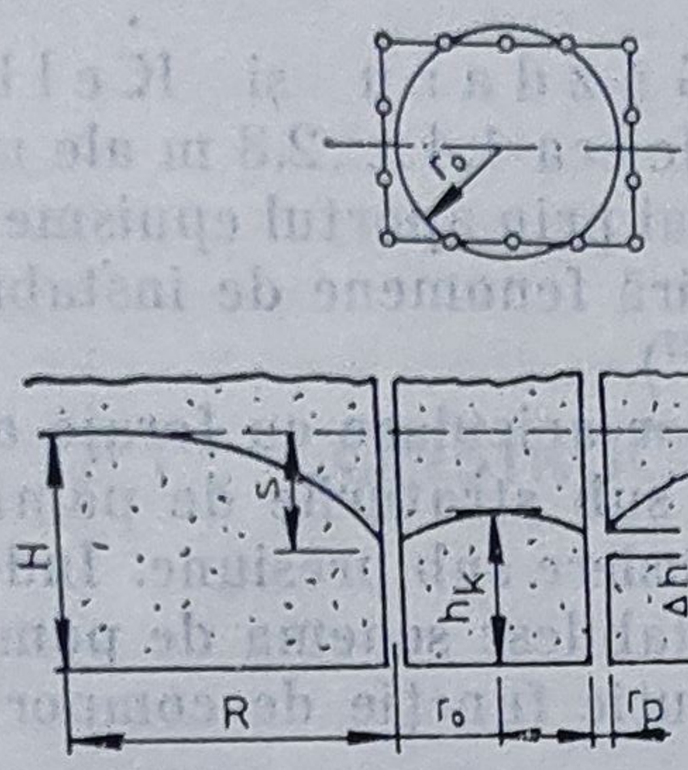


Fig. 16.9 — Schema unei depresionări de contur prin puțuri perfecte în condiții hidrogeologice cu ape sub presiune

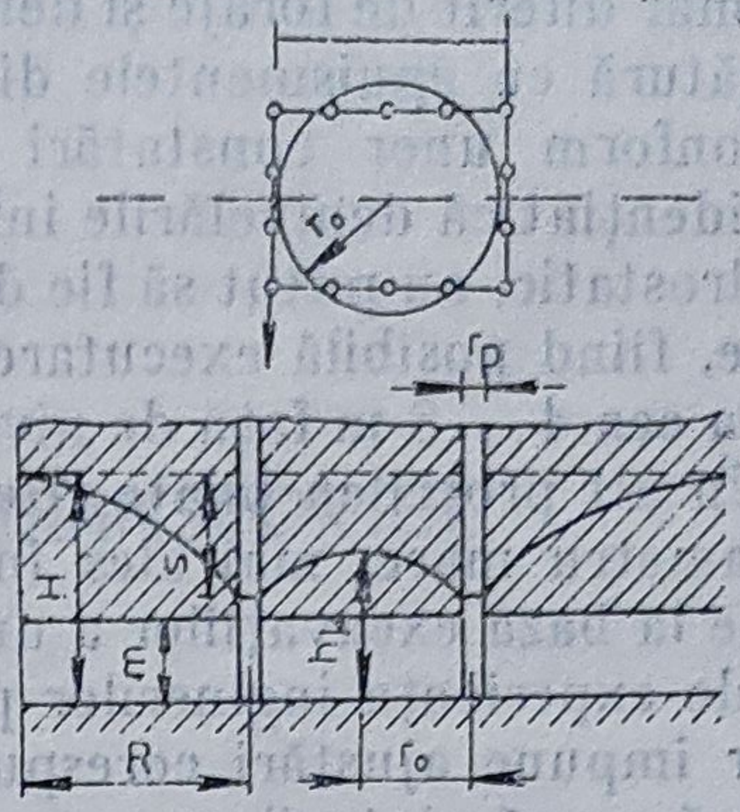


Fig. 16.10 — Schema unei depresionări de contur prin puțuri perfecte în condiții hidrogeologice cu ape sub presiune

Adîncimea apei în puțuri h_0 se apreciază cu relația :

$$h_0 = \sqrt{h_k^2 - 0{,}73\frac{Q}{nk}\lg\frac{r_0}{nr_0}} = \sqrt{h_k^2 - 0{,}73\frac{Q}{nk}\lg\frac{l}{2\pi r_0}} \qquad (16.17)$$

Pentru săpături în pămînturi cu ape sub presiune, debitul global al puțurilor perfecte, așa cum se arată în figura 16.20, se poate determina cu formula :

$$Q = 2{,}73\frac{k\cdot m(H - h_k)}{\lg\dfrac{R + r_0}{r_0}}\ \mathrm{m^3/zi} \qquad (16.18)$$

iar adîncimea apei în puțuri cu formula :

$$h_0 = h_k - 0{,}37\frac{Q}{knm}\lg\frac{R_0}{nr_0} = h_k - 0{,}37\frac{Q}{knm}\lg\frac{l}{2\pi r_0},\ \mathrm{m} \qquad (16.19)$$

Semnificațiile literelor din formulele 16.16 . . . 16.20 sînt :

Q este debitul total ;
k — coeficientul de permeabilitate ;
H — grosimea stratului de apă cu nivel liber sau înălțimea piezometrică nedepresionată a stratului de apă sub presiune ;
h_k — grosimea stratului de apă depresionat în mijlocul suprafeței amenajate ;
R — raza de influență a instalației de depresionare ;
r_0 — raza asimilată a suprafeței prevăzute pentru desecare ;
m — grosimea stratului acvifer sub presiune ;
n — numărul puțurilor ;
h_0 — adîncimea apei în puțuri ;
l — distanța între puțuri în lungul circumferinței cu raza r_0 ;
r_0 — raza puțurilor ([39]).

Pentru stabilirea numărului de puțuri se procedează deseori prin tatonări. Inițial se admite arbitrar un număr n de puțuri-filtre, iar debitul în fiecare din acestea este $Q' = Q/n$. Cu ajutorul formulelor (16.17) și (16.19) urmează determinarea denivelării în centrul excavației. După mai multe calcule cu

un număr diferit de foraje şi denivelări variate se pot stabili rezultatele optime în legătură cu epuismentele din excavaţii.

Conform unor constatări efectuate de Găzdaru şi Kellner, s-a evidenţiat că denivelările iniţiale prin filtre de cca 1,4...2,8 m ale nivelului hidrostatic, au putut să fie depăşite substanţial prin aportul epuismentelor directe, fiind posibilă executarea de excavaţii fără fenomene de instabilitate pînă la cca 4...8 m faţă de nivelul hidrostatic ([27]).

Un alt procedeu poate fi combinarea filtrelor aciculare cu foraje adînci de diametru mare, mai ales în cazul prezenţei sub straturile de pămînturi fine de la baza excavaţiilor a unor formaţiuni grosiere sub presiune. Independent de experienţa inginerilor proiectanţi care stabilesc schema de pompare, se vor impune ajustări corespunzătoare la execuţie funcţie de comportarea efectivă a pămînturilor.

În cazul pompărilor combinate, concomitent prin diferite puţuri şi epuismente directe, calculele iniţiale capătă de obicei un caracter informativ, fiind elaborate după intuiţia proprie inginerilor respectivi.

16.5. DEBITE DE EPUISMENTE UZUALE

Pentru calculele estimative ale debitului de apă ce se filtrează în săpăturile de fundaţie, se pot lua în considerare următoarele date:

— în nisipuri fine 0,16 m^3/oră/m^2;
— în nisipuri mijlocii 0,24 m^3/oră/m^2;
— în nisipuri mari 0,30...3,0 m^3/oră/m^2.

Calculele mai exacte pentru debitele de apă se bazează însă pe utilizarea formulelor arătate anterior, funcţie de situaţia geologică reală şi dacă este posibil pe datele obţinute prin pompări experimentale.

17. CONSTRUCȚIILE PENTRU TRANSPORTUL APEI

17.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Avîndu-se în vedere greutățile deosebite ce pot surveni la execuţia şi exploatarea canalelor şi conductelor, din cauza evoluţiei unor eventuale fenomene fizico-geologice defavorabile, se impune în mod categoric efectuarea de studii inginero-geologice corespunzătoare. În această privinţă vor trebui avute în vedere considerentele expuse mai pe larg în capitolul „Instabilitatea pămînturilor în versanţi şi taluzuri. Combaterea lor". O serie de probleme grele se pun în cazul canalelor de irigaţii în zone cu pămînturi sensibile la umezire, care de asemenea reclamă efectuarea de studii, pentru precizarea tuturor caracteristicilor pămînturilor, legate de influenţa apei.

Faţă de cele arătate se poate menţiona că eventualele trasee ce apar iniţial mai scumpe datorită lungirii lor în vederea ocolirii de zone cu fenomene fizico-geologice defavorabile, pot duce în final la un cost mai redus al lucrărilor de amenajare prevăzute.

17.2. AMENAJAREA CANALELOR DE IRIGAȚII ÎN ZONE CU PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE

În figura 17.1 sînt prezentate diferite secţiuni caracteristice de canale pentru irigaţii executate pe suprafeţe de teren orizontale sau uşor înclinate şi anume : a) în debleu adînc ; b) în debleu încadrat de diguleţe pentru realizarea unui spaţiu de gardă deasupra nivelului maxim al apei ; c) în sistem mixt debleu-rambleu în cadrul căruia se cuprinde perimetrul înmuiat şi d) numai în umplutură (rambleu).

În toate cazurile, deasupra nivelului maxim al apei trebuie prevăzută o gardă care să preîntîmpine revărsarea apei din canale ca urmare a tasării suprafeţei terenului învecinat în urma infiltraţiilor de apă în pămînt. Înălţimea gărzii trebuie să depăşească valoarea tasării terenului plus un spaţiu de siguranţă cuprins între 0,2. . .0,5 m, pentru variaţii de debite în canal de la 1 la 50 m^3/s.

Pentru debite > 50 m^3/s valoarea spaţiului de siguranţă va fi apreciată de la caz la caz.

Sistemul de amenajare al canalului depinde de clasa construcţiei, mărimea lucrării, relieful regiunii, situaţia geologică etc. În practică se constată că

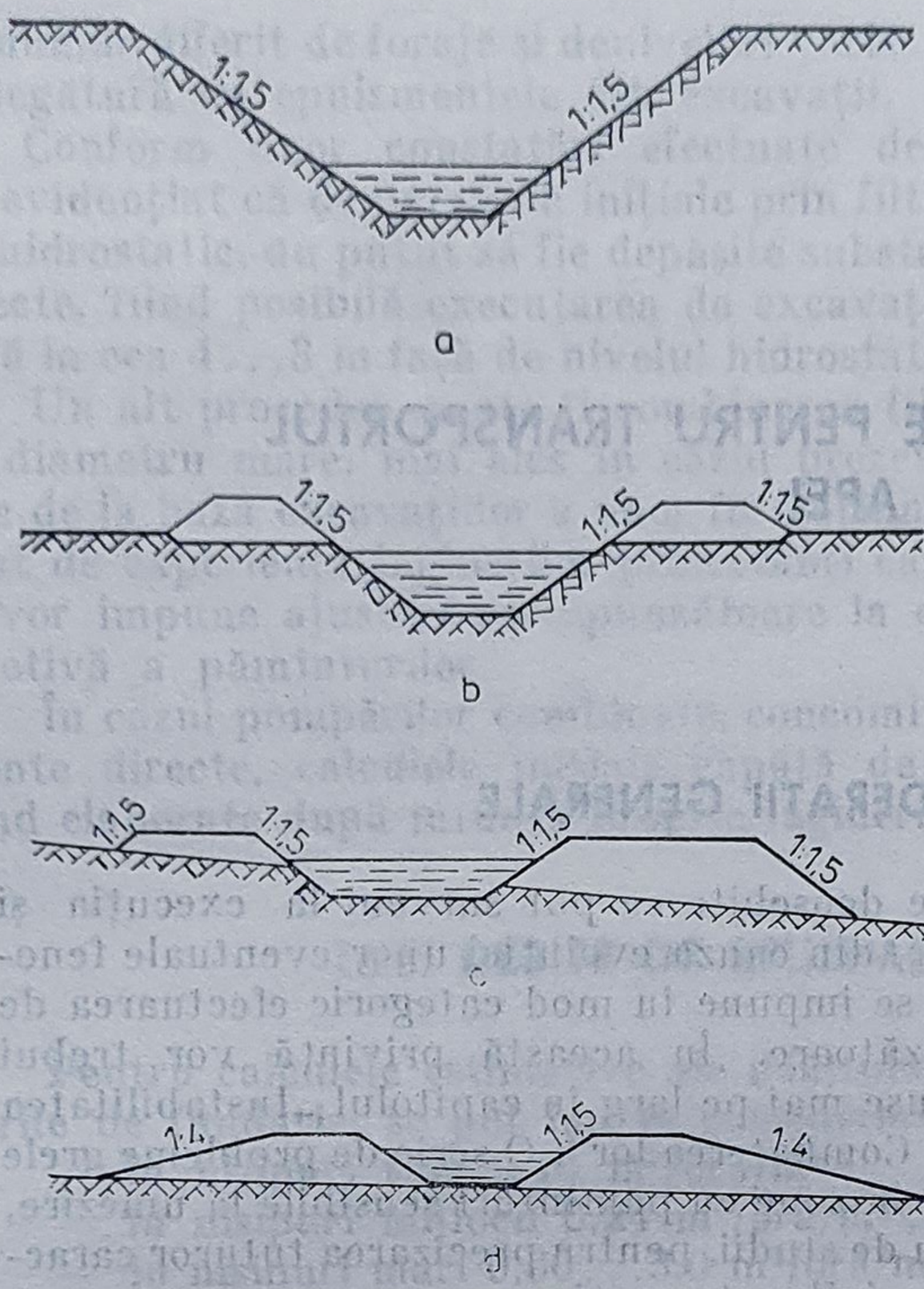


Fig. 17.1 — Diferite sisteme de canale pentru irigații

marile degradări de canale se produc la cele executate pe suprafeţe de teren în pante, ca urmare a tasării suprafeţei terenului şi deversării apei sau infiltrării acesteia prin fundul canalului lateral spre vale etc. Unele degradări se produc şi în zonele de defluenţă şi la curbe.

În general, canalele în pămînturile loessoide se pot executa : a) fără luarea de măsuri speciale, ca în cazul pămînturilor netasabile ; b) cu o serie de amenajări uşoare, ca realizarea de săpături mai adînci, executarea unor digulețe laterale de siguranţă (fig. 17.1) ; c) cu luarea de măsuri complexe în general scumpe (inundarea prealabilă, măsuri de impermeabilizare etc.).

Avîndu-se în vedere marile greutăţi ce pot surveni în exploatarea canalelor datorită degradării pămînturilor în urma infiltraţiilor de apă, se impune ca la alegerea traseelor, în paralel cu soluţia iniţială cea mai economică, să se ţină seama şi de cheltuielile pentru întreţinere ce vor surveni în primii ani după punerea în funcţiune a sistemului.

Cheltuielile legate de reparaţia eventualelor degradări ce vor surveni, trebuie să fie prevăzute în devizul iniţial al lucrărilor şi în această privinţă se pot avea în vedere în mod orientativ următoarele : la canalele executate pe suprafeţe de teren orizontale sau uşor înclinate, lucrările de reparaţii faţă de cele necesare terminării volumului fizic iniţial ajung la 5% pentru secţiuni în debleu şi 5...10% pentru secţiuni în rambleu în cazul unor tasări a terenului de fundaţie cuprinse între 30...70 cm. Aceste procente cresc sensibil variind între 10 şi 15 la canale executate pe versanţi, mai ales la cei cu pante mari şi tasări pronunţate. În general, cheltuielile pentru reparaţii pot fi substanţial reduse în cazul luării de măsuri în stadiul iniţial al lucrărilor privind combaterea urmărilor provocate de tasarea terenului.

În zonele cu suprafaţa terenului orizontală sau cu pantă redusă, canalele proiectate în pămînturi loessoide se execută fără luarea de măsuri speciale în următoarele cazuri : la deblee adînci, la deblee de mică adîncime sau secţiuni mixte de canal în rambleu-debleu, cînd valoarea tasării terenului se anticipează a fi mai mică de 20...30 cm, şi la canale în rambleu pentru tasări a suprafeţei terenului mai mici de 10...15 cm.

O primă măsură în vederea asigurării funcţionalităţii canalelor, aşa cum s-a arătat, este prevederea unor gărzi corespunzătoare deasupra nivelului maxim al apei, care să poată acoperi tasarea terenului plus un spaţiu de siguranţă.

La canale de tip mixt, executate parţial în rambleu parţial debleu, se impune o atenţie deosebită la realizarea unei legături cît mai bune între suprafaţa terenului şi umpluturile necesare de executat, avîndu-se în vedere susceptibilitatea de degradare a zonelor respective.

La executarea canalelor pe terenuri în pantă apar deseori probleme dificile, care în unele cazuri impun luarea de măsuri în vederea asigurării stabilităţii necesare.

Spre suprafaţa terenului, pămînturile sensibile la umezire pe primii 1...2 m şi cîteodată 3...4 m sînt mai permeabile datorită golurilor produse de vegetaţie sau rozătoare, caracterului mai afînat etc. În această situaţie, liniile de curent ale apelor de infiltraţie sub albia unui canal sînt dirijate spre suprafaţa versantului şi produc deseori tasări inegale, însoţite de fisurarea terenului sau formarea de goluri de forma celor arătate în figura 17.2. Faţă de cele arătate, rezultă primejdia survenirii unor situaţii periculoase de cedare a umărului canalului şi deversare a apei spre vale.

O primă măsură pentru crearea unor condiţii de stabilitate mai bune, aplicabile la pante a suprafeţei terenului mai dulci de 1 : 2, este mutarea canalului spre interiorul versantului în vederea depăşirii straturilor superficiale degradate şi coborîrii excavaţiilor în pămînturi sănătoase, mai compacte. Această măsură în cazul tasărilor $> 0{,}3$ m, implică însă realizarea unor deblee adînci şi în consecinţă cheltuieli de investiţii ridicate. O secţiune caracteristică printr-un astfel de canal este arătată în figura 17.3. Panta taluzului dinspre versant se recomandă a fi de 1 : 0,1 . . . 1 : 0,2, iar dacă înălţimea taluzului respectiv depăşeşte 10 m acesta se execută în trepte şi cu pante de cca 1 : 0,25 . . . 1 : 0,2.

Lăţimea banchetei a_1 arătată în figura 17.3 se poate determina cu formula :

$$a_1 = (1{,}0 + 0{,}05\ B)K \qquad (17.1)$$

Fig. 17.2 — Gol de sufozie sub un canal

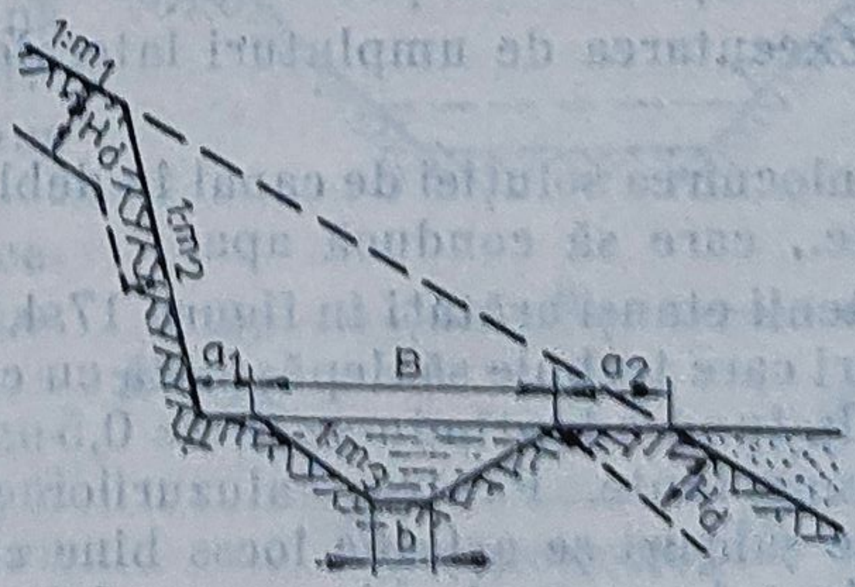


Fig. 17.3 — Schemă de canal în debleu adînc

în care : K este un coeficient ce caracterizează importanţa construcţiei, variind de la 1,05 pînă la 1,5 în cazul unor lucrări de importanţă mai mare, iar semnificaţia lui B se vede din figura 17.3. Lăţimea acestei banchete trebuie să permită trecerea utilajelor prevăzute pentru curăţirea canalului în timpul exploatării.

Lăţimea umărului a_2, care eventual va permite circulaţia, se poate calcula cu formula :

$$a_2 = 0{,}5\, H_d(1{,}0 + 0{,}2\, B)K\sqrt{1 + \frac{1}{m_1^2}} \qquad (17.2)$$

în care : H_d este grosimea zonei de pămînt degradat.

La sistemul Nebraska din S.U.A. pentru taluzurile situate deasupra nivelului apei s-au admis de asemenea pante relativ abrupte și anume : 1 : 0,25 pentru înălţimi pînă la 3 m, 1 : 0,5 pentru înălţimi pînă la 15 m și 1 : 0,75 pentru înălţimi mai mari. Astfel de valori sînt obișnuite în general în practica americană, în unele situaţii la diferenţe de nivel de cca 5 . . .9 m prevăzîndu-se berme intermediare ([41]).

Deşi taluzurile abrupte de genul celor arătate, adoptate între altele în practica americană și sovietică, se confirmă din punct de vedere practic și teoretic, în lucrările noastre de îmbunătăţiri funciare în această privinţă se procedează destul de timid, pante mai abrupte de 1 : 1,5 fiind adoptate în foarte rare cazuri. Independent de comportarea mai bună a taluzurilor cu pante mai abrupte, la acţiunea agenţilor externi, inclusiv cea de șiroire a apelor superficiale, specialiștii noștri manifestă rezervă datorită pericolului cedării malurilor sub influenţa caracteristicilor de tăiere reduse ale pămînturilor sub nivelul apelor din zona taluzurilor înalte. Pentru a se depăși impasul respectiv, anterior calculelor de stabilitate, se va impune aprecierea cît mai corectă a regimului de infiltraţie a apelor din canale și se va verifica ca pămînturile din dreptul taluzurilor să nu sufere prăbușiri sub influenţa greutăţii lor în caz de umezire.

Executarea de deblee adînci în versanţi, pentru a se putea realiza coborîrea excavaţiilor în pămînturi sănătoase, nu este totdeauna raţională și în schimb se pot avea în vedere soluţiile :

a. Executarea de deblee puţin adînci, însoţită de inundarea prealabilă a pămînturilor pentru micșorarea sensibilităţii la umezire și executarea de pinteni etanși care să oprească infiltraţiile de apă din canal spre suprafaţa versantului, așa cum se poate vedea în figura 17.4.

b. Executarea de umpluturi laterale canalului, pe partea opusă versantului.

c. Înlocuirea soluţiei de canal în debleu prin diferite construcţii din beton, metal etc., care să conducă apa.

Pintenii etanși arătaţi în figura 17.4, se realizează mai ales prin excavarea de șanţuri care trebuie să depășească cu cca 0,5 m stratul superficial degradat, lăţimea la fund adoptîndu-se între 0,5 . . .1,0 m, cu valoarea mai mare la canalele importante. Pantele taluzurilor șanţurilor se iau 1 : 0,1 . . . 1 : 0,2. În aceste șanţuri se așterne loess bine compactat, materialul respectiv fiind caracterizat în general prin permeabilităţi scăzute.

Pentru prevenirea producerii de tasări în timpul exploatării canalelor mai importante, se impune cîteodată inundarea preliminară a terenurilor din

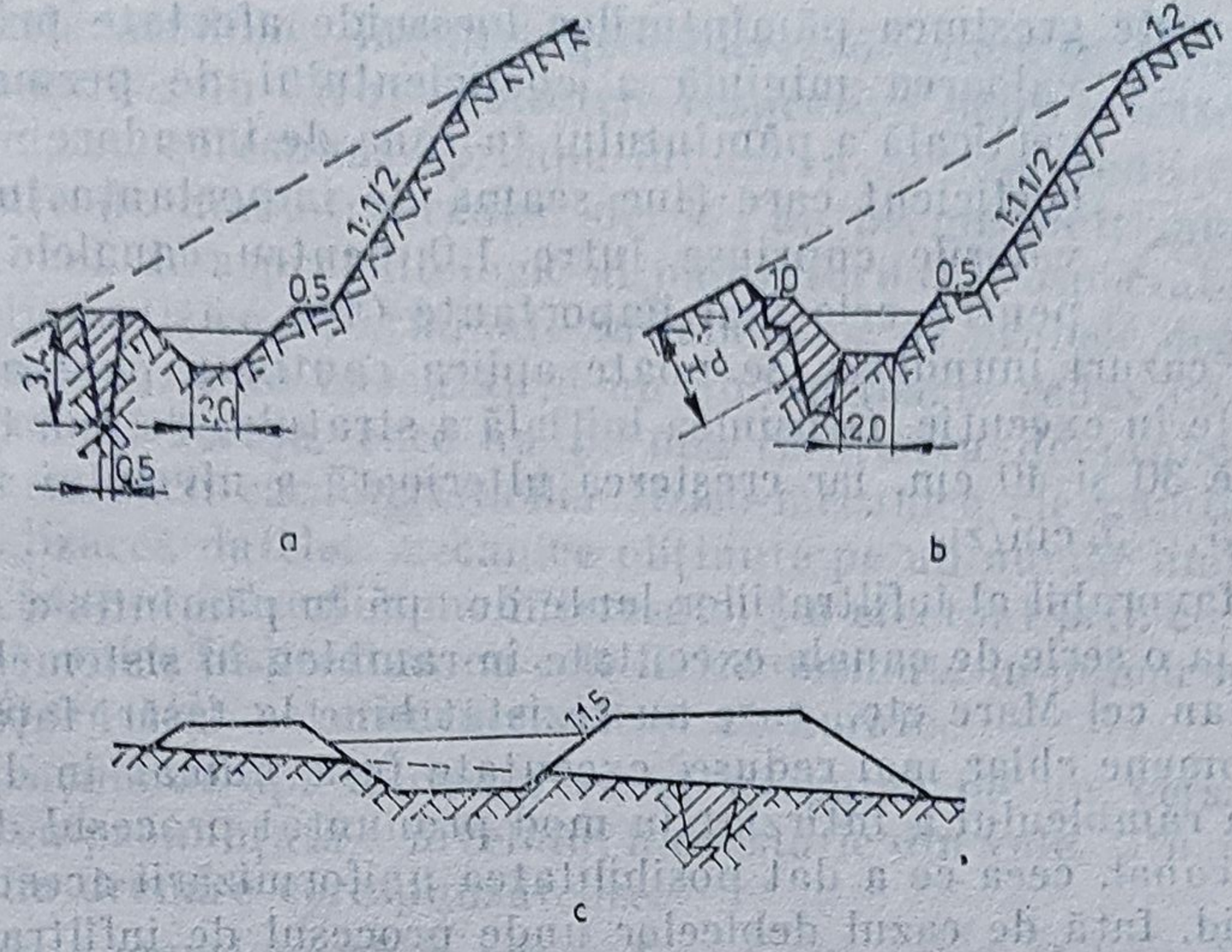


Fig. 17.4 — Sisteme de amenajare a canalelor în versanți

lungul traseelor acestora, pentru a se grăbi procesul de consolidare a pămînturilor sensibile la umezire. În acest caz canalul respectiv se execută pe tronsoane pînă la o cotă superioară față de cea necesară finală, la fund, sau pe întreg perimetrul, care apoi se inundă succesiv. Lungimea tronsonului de inundare se stabilește cu ajutorul formulei :

$$L_a = \frac{h_a - h_n}{i} \qquad (17.3)$$

în care : h_a este adîncimea apei în canal, în m, introdusă inițial în vederea inundării pămînturilor ;

h_n — adîncimea apei din canal în condițiile de exploatare normală ;

i — panta fundului canalului ([45]).

Schemele de excavații oprite deasupra cotei minime, care se pot avea în vedere, sînt arătate în figura 17.5. Neexcavarea numai a fundului pînă la cota minimă se utilizează la canalele cu debite de apă mai mici de cca 5 m³/s, iar nerealizarea secțiunii finale pe tot perimetrul muiat, pentru canale cu debite mai mari de 5 m³/s.

Înălțimea h_n rămasă neexcavată pînă la cota minimă necesară trebuie să fie egală cu tasarea care se va produce, minus o rezervă de cca 10 . . .20 cm.

La stabilirea cantității de apă necesară inundării canalelor se pot utiliza formulele prezentate la 2.3.

Pentru canalele importante executate în complexe groase loessoide, timpul minim de inundare se apreciază curent cu formula :

$$T = K \frac{H}{k_{min}} \qquad (17.4)$$

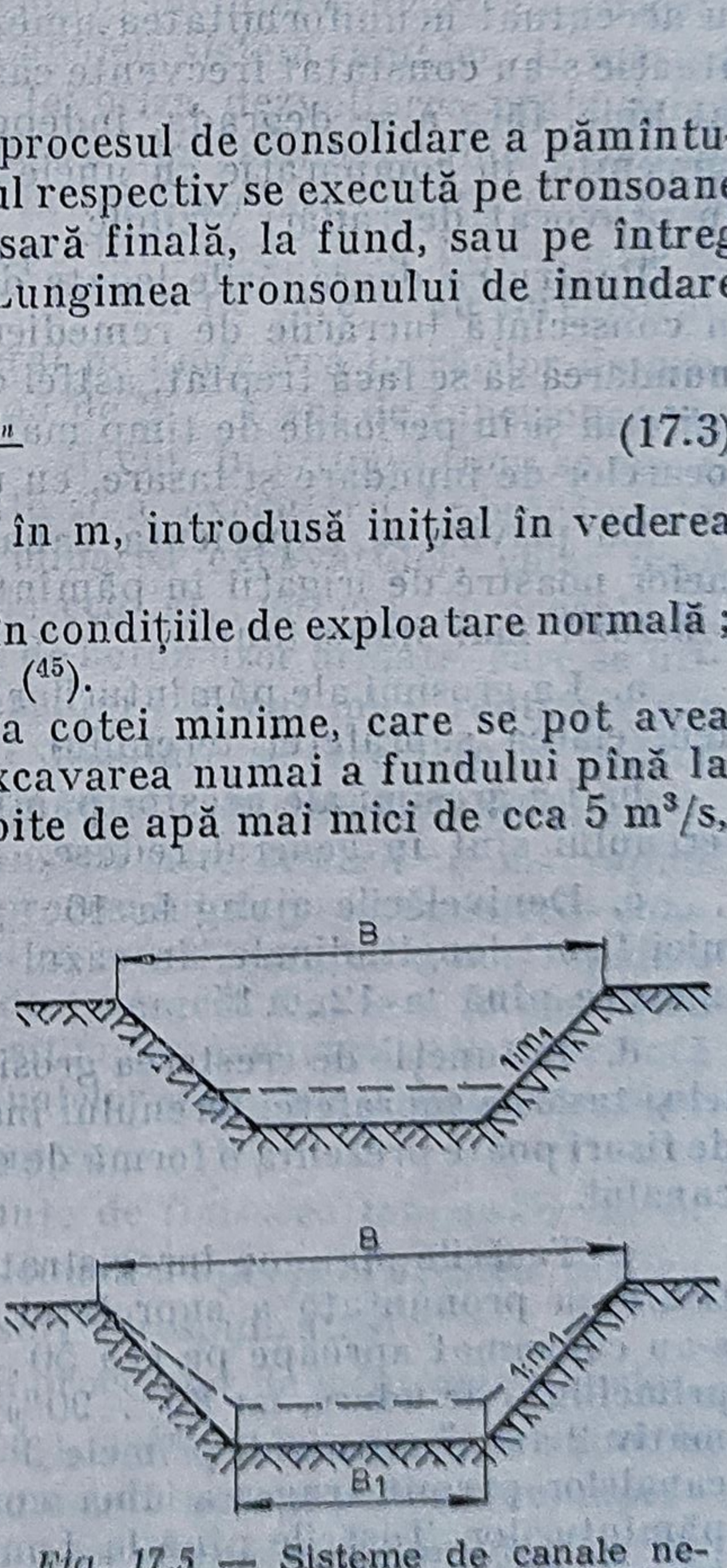


Fig. 17.5 — Sisteme de canale neexecutate pînă la cota finală

în care: H este grosimea pămînturilor loessoide afectate prin inundare;
k_{min} — valoarea minimă a coeficientului de permeabilitate pe verticală a pămîntului în zona de inundare;
K — coeficient care ține seama de importanța lucrării avînd valorile cuprinse între 1,0 pentru canalele mici și 1,5 pentru cele mai importante ([45]).

În unele cazuri inundarea se poate aplica continuu pe toată lungimea canalelor aflate în execuție. Grosimea inițială a stratului de apă trebuie să fie cuprinsă între 30 și 40 cm, iar creșterea ulterioară a nivelului se va realiza treptat cîte 3...5 cm/zi.

Efectul favorabil al infiltrațiilor lente de apă în pămînt s-a constatat în mod evident la o serie de canale executate în rambleu în sistemele Gălățui—Călărași, Ștefan cel Mare etc., care au rezistat bine la tasări față de cele cu astfel de fenomene chiar mai reduse, executate însă numai în debleu. Masa compactată a rambleului a întîrziat în mod pronunțat procesul de infiltrație a apelor din canal, ceea ce a dat posibilitatea uniformizării acesteia în complexul loessoid, față de cazul debleelor unde procesul de infiltrare a decurs mult mai rapid, ca urmare a dezvoltării de focare sau producerii de fisuri, care au accentuat neuniformitatea umezirii și în consecință a tasărilor. În această situație s-au constatat frecvente cazuri cu canale în rambleu care s-au comportat bine, fără a se degrada, independent de tasările pînă la cca 60...70 cm survenite, în comparație cu unele canale în debleu la care tasări mai reduse au provocat degradări vizibile.

Pentru ca degradările legate de tasarea terenului să fie cît mai ușoare și în consecință lucrările de remediere să fie simple și ieftine, este necesar ca inundarea să se facă treptat, astfel că infiltrațiile de apă în teren să se dezvolte uniform și în perioade de timp mai îndelungate. În acest fel se evită formarea focarelor de inundare și tasare, cu urmări neplăcute pentru exploatare.

Cu privire la experiența canalelor respective, realizate în cadrul sistemelor noastre de irigații în pămînturi loessoide, se pot prezenta următoarele concluzii mai importante.

a. La grosimi ale pămînturilor macroporice pînă la 7...8 m nu se constată denivelarea suprafeței terenului.

b. La grosimi ale acestor pămînturi pînă la 8...12 m, tasările suprafeței terenului sînt în general reduse.

c. Denivelările ajung la 10...20 cm, fiind însoțite de producerea unor mici fisuri longitudinale, în cazul unor grosimi ale pămînturilor sensibile la umezire pînă la 12...15 m.

d. În funcție de creșterea grosimii acestor pămînturi, se dezvoltă în paralel și tasările suprafeței terenului însoțite de fisurarea acesteia. Deseori rețeaua de fisuri poate prezenta o formă de desfășurare în plan eliptică, care încadrează canalul.

e. Tasările maxime înregistrate au fost pînă la 2 m, ele fiind însoțite de fisurarea pronunțată a suprafeței terenului. Aceste fenomene de degradare s-au consumat aproape pe cca 50...60% din valoarea lor totală în decursul primei luni de udare, iar 80...90% într-o perioadă de funcționare de aproximativ 2 ani. În general, primele 3—4 săptămîni de la punerea în funcțiune a canalelor permit tragerea unor concluzii de ansamblu privind comportarea pămînturilor. Tasările pînă la 1 m se consumă în primul an de funcționare, iar cele mai mari într-o perioadă de 2 ani de lucru a sistemului de udare.

f. Ipotezele studiilor inginero-geologice, în anumite limite admisibile, în funcţie de care s-au făcut proiectele respective pentru trasee desfăşurate pe sute de km, au corespuns aproape întocmai. Aceste studii executate mai ales prin foraje de diametru redus, de 8″, au permis determinarea situaţiei geologice pe bază de aspect litologic al pămînturilor prospectate şi în funcţie de caracteristicile fizice determinate în laborator pe probele degradate prelevate. De asemenea, s-au executat şi un volum foarte redus de prospecţiuni speciale, puţuri şi foraje, care au permis recoltarea de probe neturburate necesare determinării caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor loessoide. Generalizarea datelor mecanice obţinute pe un număr limitat de probe neturburate, asupra întregii zone interesate, s-a efectuat prin corelarea caracteristicilor mecanice respective, cu cele fizice obţinute în număr mare pe toate probele recoltate atît neturburate, cît şi turburate.

g. Infiltraţiile de apă dintr-un canal executat pe un versant, au provocat creşterea pronunţată a nivelului hidrostatic din vale, situaţie care a impus măsuri de drenare corespunzătoare.

h. Se poate menţiona că în prezent un mare volum de canale dintre care majoritatea sistem debleu, funcţionează în cadrul incintelor noastre de irigaţii realizate pe pămînturi sensibile la umezire. Canalele sistem rambleu, în măsura posibilităţilor, s-au evitat pentru a nu se favoriza dezvoltarea prăbuşirilor mari sub influenţa greutăţii acestora ca urmare a umezirii inevitabile a pămînturilor. Totuşi, acest fel de canale de 5...6 m înălţime, executate pe straturi loessoide în grosimi de 12...14 m, s-au comportat satisfăcător într-o serie de sisteme, independent de tasările de cca 50...60 cm pe care le-au înregistrat.

j. În practica noastră s-a mers în general pe amînarea lucrărilor de protejare a taluzurilor canalelor după o perioadă de 2...4 ani de funcţionare în cazul unor tasări anticipate mai mari de 30...40 cm. În ultimul timp se manifestă însă tendinţa reducerii limitelor arătate şi a executării îmbrăcămintei de protecţie a canalelor imediat după terminarea excavaţiilor, chiar dacă tasările suprafeţei terenului se anticipează la cca 50...60 cm. În această situaţie se impun însă o serie de condiţii: dalele de beton uşor armate, care se utilizează cel mai frecvent, se execută de dimensiuni cît mai mici, rentabile din punct de vedere tehnico-economic, darea în exploatare se face treptat pentru a se evita infiltrarea de la început în pămînt a unor cantităţi mari de apă etc.

Grăbirea aducerii apei în vederea declanşării şi terminării cît mai rapide a tasărilor este necesară în cazul includerii procesului de preinundare în complexul lucrărilor de execuţie. Pentru a se realiza o desfăşurare cît mai rapidă a tasărilor este necesară inundarea unei fîşii de teren cît mai late în condiţiile unei sarcini geologice ridicate. În această situaţie, excavaţiile la suprafaţă vor cuprinde întreaga suprafaţă a amprizei canalelor şi în acelaşi timp evacuarea pămîntului se va face pe o grosime cît mai mică.

La darea în exploatare a canalelor înainte de finisarea taluzurilor se va ţine seama de capacitatea mai redusă de vehiculare a apei prin acestea, pentru a se vedea dacă este necesară luarea de măsuri corespunzătoare.

În cazul colmatării canalelor şi întîrzierii proceselor de infiltraţie a apelor, atunci cînd se urmăreşte amortizarea grabnică a tasărilor în vederea terminării lucrărilor de protecţie a taluzurilor, se impune înlăturarea peliculelor impermeabile formate pe suprafaţa terenului astfel ca inundarea pămînturilor să se desfăşoare mai rapid.

Urmărirea tasării pămîntului din vecinătatea unor canale de coastă trebuie organizată cît mai conștiincios, prin citirea nivelmetrică a unor reperi și observații vizuale asupra ansamblului situației de la fața locului, în vederea sesizării din timp a unor eventuale fenomene primejdioase legate de deversarea apei spre vale.

O problemă importantă care trebuie avută în vedere la canalele realizate în loessuri și pămînturi loessoide, este protejarea taluzurilor contra acțiunii de șiroire a apelor superficiale, acțiunea respectivă fiind mai importantă la terenurile în pantă și la taluzurile canalelor excavate cu pante dulci. Pentru prevenirea șiroirii pe taluzurile canalelor a apelor scurse de pe versanți, se impune interceptarea acestora printr-un șanț de gardă pereat, prevăzut cu pantă corespunzătoare, care să permită scurgerea în diferite puncte de evacuare amenajate. Protejarea taluzurilor canalelor deasupra nivelului apei se poate realiza în bune condiții prin vegetație. Dacă aplicarea acestor măsuri întîrzie, taluzurile pot fi grav afectate de șiroiri care tind să le aducă la o pantă apropiată de verticală. Pentru protecție, plantele înalte sînt mai puțin eficace decît cele tîrîtoare, cel mai indicat fiind gazonul. Pentru o bună dezvoltare, înierbarea necesită un taluz ceva mai lin. În prezent s-a lansat cu mari perspective metoda hidroînsămînțării, care la o serie de lucrări s-a dovedit eficientă.

Protejarea și impermeabilizarea albiei canalelor constituie deseori o problemă dificilă datorită multitudinii factorilor necesari a fi luați în considerare inclusiv a consecințelor grele de exploatare întîmpinate în eventualitatea unor defecțiuni.

Principalele condiții pe care trebuie să le îndeplinească căptușelile canalelor de irigații sînt:

— să prezinte o permeabilitate cît mai redusă;

— să reziste la acțiunea de eroziune a apei, inclusiv a debitului solid precum și a valurilor provocate de vînt;

— să reziste la presiunile hidrostatice exterioare;

— să reziste la circulația oamenilor și animalelor mari;

— să nu permită creșterea vegetației și să nu fie distruse de animalele mici sau microorganisme;

— să reziste la acțiunea de îngheț-dezgheț;

— să permită industrializarea și perfabricarea căptușelilor, fiind posibilă punerea în operă cu un grad ridicat de industrializare;

— să poată fi reparate cu metode simple și posibil de aplicat în afara campaniei de irigații;

— să fie durabile;

— să se caracterizeze prin costuri totale de investiții și exploatare reduse [27].

Principalele metode de impermeabilizare utilizabile în practica noastră hidroameliorativă sînt:

— căptușelile din beton de ciment monolit sau din dale;

— căptușelile din betoane asfaltice;

— căptușelile din mase plastice.

Se poate estima că pierderile de apă prin căptușelile din beton monolit variază între 30...60 l/m² în 24 ore.

În legătură cu dalele mici din beton simplu, cu dimensiuni medii de 50 × 50 și grosimea 4...8 cm, se poate menționa gradul redus de etanșare realizat pus în evidență de pierderile de apă pe m² în 24 ore cuprinse între

50...150 l, funcție de calitatea manoperei inclusiv a realizării rosturilor. Acest sistem este aplicabil în cea mai mare parte numai la canale mici cu lățimi de la fund < 1 m.

Dalele mari din beton armat sînt aplicabile la pămînturi cu un coeficient de permeabilitate $k > 5 \times 10^{-4}$ cm/s și în cazul înălțimilor coloanelor de apă în canale $Hw < 3$ m. Pentru realizarea unor pierderi reduse de ordinul 30... 60 l/m²/24 h este necesară asigurarea unei rezemări continue a dalelor și o rostuire numai cu produse eficiente.

Într-o serie de țări se manifestă un interes crescînd pentru utilizarea bitumurilor ca material de impermeabilizare. În consecință, în literatura de specialitate din ultimii ani au apărut o serie de publicații privind aceste probleme și comunicări asupra rezultatelor obținute. În general, în ultimii ani cercetările științifice și determinările de laborator, desfășurate în paralel cu aplicările practice, au permis realizarea de mari progrese. La noi în țară, utilizarea betoanelor bituminoase este însă limitată de o serie de considerente tehnologice și lipsa de experiență în acest domeniu.

Pentru utilizarea corectă a procedeelor de etanșare respective, se impune o bună cunoaștere a proprietăților bitumurilor care trebuie determinate prin încercări de laborator. Acestea, ca orice material plastic, cînd sînt solicitate timp mai îndelungat de o forță și mai ales la temperaturi ridicate, se comportă ca un lichid vîscos, iar cînd solicitările sînt de scurtă durată și acționează la temperaturi joase, capătă proprietățile corpurilor tari. În consecință un asfalt constituit din agregate minerale, filler și bitum, prezintă proprietăți vîscoase sau elastice, corespunzător temperaturii sau condițiilor de solicitare ale forțelor exterioare.

Dozajele de bitum folosite sînt următoarele:

— pentru betoane asfaltice de etanșare cu mărimea granulelor pînă la 12 mm . . . . 8...15% din greutate;
— pentru betoane asfaltice de etanșare cu mărimea granulelor pînă la 30 mm . . . . 6...10% din greutate;
— pentru betoane asfaltice de egalizare . . . 3... 6% din greutate;
— pentru masticuri bituminoase realizate din bitum, filler și nisip . . . . . 30...60% din greutate.

Bitumurile utilizabile sînt de tipul H conform STAS 7064/78.

Compoziția betonului bituminos utilizat la lucrările hidrotehnice de etanșarea canalelor se diferențiază de cea folosită la lucrări rutiere prin:

— posibilitatea realizării de betoane cu rezistențe la compresiune mai reduse;

— procentul mai ridicat de liant bituminos folosit, în vederea realizării unei elasticități mai ridicate și obținerii de goluri minime.

În general, acest sistem de impermeabilizare este recomandabil la canalele cu secțiuni transversale mari, care ar necesita multe rosturi la căptușelile din beton de ciment. Pierderile de apă în cazul acestui procedeu sînt mai mici de 30 l/m²/24 h.

Căptușelile din mase plastice neprotejate constituie soluții provizorii pentru canale mici.

Procedeul cu folii din mase plastice protejate cu materiale locale sau dale din beton asigură pierderi mai mici de 50 l/m²/24 h. Pentru prevenirea alunecării materialului de protecție pe suprafața netedă a foliilor se impun taluzuri relativ dulci, de minimum 1 : 2..., 1 : 3 în cazul dalelor din beton și de 1 : 3... 1 : 5 la materiale loessoide și nisipoase.

17.3. DISTRIBUȚIA APEI PRIN JGHEABURI ȘI CONDUCTE REALIZATE PE PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE

Experienţa constructivă, privind executarea reţelelor de distribuţie a apei prin jgheaburi sau conducte, scot în evidenţă pericolul pierderilor locale de apă, independent de caracterul teoretic impermeabil al amenajărilor. Pierderile de apă generatoare ale fenomenelor de tasare se pot produce în diferite puncte ale reţelelor de apă, fiind cauzate de : îmbinările defectuoase, fisurile produse în corpul jgheaburilor sau conductelor, neglijenţele de execuţie sau în exploatarea sistemului, stagnarea apelor superficiale în zone depresionare etc.

Faţă de pericolul unor infiltraţii de apă în teren și a tasării terenului cu afectarea etanșeităţii reţelei, în unele normative străine ([45]) se prevăd măsuri relativ severe de combatere a sensibilităţii pămînturilor, bineînţeles funcţie de situaţia inginero-geologică din zonă. Aceste măsuri sînt : inundarea prealabilă însoţită de compactarea straturilor superficiale prin batere cu maiuri, aşezarea reazemelor jgheaburilor pe fundaţii cu piloţi etc. Dat fiind costul exagerat al acestor măsuri care se desfăşoară pe mari suprafeţe de teren, în practica noastră și cea din Republica Populară Bulgaria, se merge pe adoptarea de procedee mai simple privind amenajarea terenului de fundaţie, cu condiţia refacerii lucrărilor, acolo unde survin degradări din cauza tasărilor. Aceste măsuri în cazul jgheaburilor sînt : compactarea patului de fundaţie și a suprafeţei pămîntului înconjurător astfel ca să fie oprită, pe cît posibil, infiltrarea apelor în masa acestuia, coborîrea eventuală a fundaţiilor sub stratul de pămînt superficial degradat, asigurarea unor pante de scurgere pentru apele superficiale cît mai departe de perimetrul fundaţiilor, realizarea unor îmbinări etanșe în dreptul reazemelor și care să permită eventualele mici deplasări ale jgheaburilor alăturate etc.

În acelaşi timp în primii ani de exploatare este esenţială menţinerea sub observaţie a reţelei, astfel ca orice scurgere de apă să fie sesizată, în vederea luării de măsuri corespunzătoare. În dotarea sistemelor de exploatare trebuie să existe piese de rezervă care să fie utilizate de urgenţă la înlocuirea celor degradate etc. O condiţie importantă este efectuarea de irigaţii corecte, care să asigure volumul necesar de apă pentru udarea straturilor superficiale în mod uniform, astfel ca să fie evitat pericolul unor infiltraţii de adîncime.

În cazul unor pămînturi loessoide de tip *A*, se pot adopta măsuri de reducere a presiunii transmisă terenului natural sub sarcina iniţială generatoare de tasări (rezistenţa structurală) la umezire. Eventual în acest scop se vor prevedea sub fundaţii perne de pămînt compactat.

În cazul sistemelor de reţele închise prin conducte, pericolul infiltraţiilor de apă în pămînt se micşorează, mai ales dacă aceasta este transportată prin presiune, deoarece eventualele defecţiuni sînt reperate cu uşurinţă datorită apariţiei apei la suprafaţă în punctele respective. Pentru a se reduce pericolul infiltrării apelor în teren, pînă la depistarea defecţiunilor la reţea şi repararea acestora, este recomandabilă realizarea pe fundul şanţurilor de pozarea conductelor a unei compactări, care să îndese pămîntul pe o grosime de cca 0,2...0,3 m. Ca şi în cazul jgheaburilor, pentru prevenirea degradărilor, se impune o exploatare raţională care să excludă infiltraţiile de apă în pămînt pe o adîncime mai mare de 3 m.

Este recomandabil ca materialele din care se confecţionează conductele să fie puţin casante şi să reziste fără deformaţii la tasări: oţelurile, materialele plastice, în anumite condiţii fiind posibilă şi utilizarea azbocimentului precum şi a betonului armat.

Întrucît în cazul unor pămînturi sensibile la umezire se pot produce degradări ale sistemelor de irigaţii închise, în proiect trebuie prevăzută posibilitatea izolării tronsoanelor afectate şi continuarea transportului apei prin ocolirea sectoarelor respective ce se repară.

Conductele acoperite nu trebuie amplasate la distanţe mai mici de 10 m faţă de canalele deschise executate în pămînturi loessoide. O recomandare frecventă în această privinţă este $H/2...3$, H fiind grosimea pămînturilor sensibile la umezire.

În încheiere se poate menţiona că în practica noastră sistemele de transport ale apei pentru irigaţii, în conducte închise sub presiune de 6...8 atm sau jgheaburi, nu au manifestat degradări semnificative provocate de pămînturile sensibile la umezire. Defecţiunile constatate rezultate din amplasarea necorespunzătoare a elementelor de susţinere a jgheaburilor etc., nu au generat fenomene de tasare a terenului sub sarcina geologică. Această constatare este importantă prin faptul că pămînturile de fundaţie în dreptul construcţiilor respective au fost lăsate în stare naturală, măsurile mai importante reducîndu-se la îndepărtarea focarelor de infiltraţie a apelor din zona acestora. În consecinţă, în limita experienţei existente pînă în prezent, rezultă că nu este cazul să se pună condiţii speciale de amenajare a pămînturilor sensibile la umezire în zona unor astfel de reţele de transport a apei, aşa cum se recomandă în unele lucrări de specialitate.

17.4. PODEŢELE ŞI PODURILE PESTE CANALELE DE IRIGAŢII REALIZATE ÎN PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE

Podeţele de pe canalele sau podurile de şosea cu deschideri mai reduse nu se prevăd în cea mai mare parte cu fundaţii de adîncime, care să străbată complexul de pămînturi sensibile la umezire. Acestea se realizează de obicei pe perne de pămînt compactat sau pe un pat îndesat realizat prin batere cu maiul, în vederea micşorării grosimii stratului sensibil la umezire şi a reducerii presiunii transmise pămîntului natural. La proiectare se are în vedere cota finală ce va fi atinsă după producerea tasărilor. La podurile mai mari, canalele din vecinătatea acestora urmează a se impermeabiliza pe distanţe de cca 1...3 ori grosimea straturilor de loess şi pămînturi loessoide, astfel ca după introducerea apei să se realizeze o umezire cît mai lentă a terenului sub drumurile din zona de acces la construcţii, fapt care dă posibilitatea efectuării în timp fără riscuri a suprainălţărilor impuse de tasările produse.

La executarea podeţelor mai mici se utilizează cîteodată elemente prefabricate, care permit o refacere mai uşoară în cazul unor degradări importante produse de tasări.

În cazul podurilor de cale ferată şi a celor mari de pe şosele importante se utilizează în majoritatea cazurilor fundaţiile de adîncime coborîte pînă la straturile insensibile la umezire.

17.5. CANALELE AMENAJATE ÎN PĂMÎNTURI ALUVIONARE DE CONSISTENȚĂ MEDIE-SCĂZUTĂ SAU NECOEZIVE

Canalele de desecare executate în pămînturi coezive de consistenţă medie-scăzută sau necoezive ridică deseori problema degradării taluzurilor prin eroziunea pe care o provoacă apele din albie și cedarea datorită pantei mari sau sub acţiunea apelor subterane.

În vederea evitării proceselor de colmatare, panta longitudinală nu trebuie admisă mai mică de 0,005, valoare care poate fi redusă la 0,003 în cazul suprafeţelor de teren plane.

Valorile limită de antrenare a pămînturilor, la care sînt evitate procesele de eroziune ale canalelor prin acţiunea curentului apei, sînt arătate în tabelul 17.1.

TABELUL 17.1

VITEZELE LIMITĂ DE ANTRENARE

Natura pămîntului	Viteza apei, în m/s
Nisipuri fine	0,25
Nisipuri medii	0,40 . . .0,60
Nisipuri grosiere	0,65 . . .0,75
Prafuri argiloase nisipoase	0,65 . . .1,00
Prafuri argiloase	0,70 . . .1,20
Argile	0,75 . . .1,20

Pantele taluzurilor canalelor cu adîncimi pînă la cca 5 m în practica noastră de obicei nu se calculează din cauza consistenţei variabile ale pămînturilor. Au fost situaţii în practică, de exemplu în incinta Greaca, cînd iniţial s-a impus realizarea de săpături reduse la canale cu utilaje susţinute pe platelaje din cauza consistenţei foarte scăzută a pămînturilor. Lucrările pentru finisarea secţiunii au fost reluate ulterior după zvîntarea pămînturilor, cînd acestea au permis mișcarea ușoară a utilajului terasier și taluzurile se puteau menţine la pante mai abrupte. Luarea în considerare a creșterii consistenţei în timp este mai dificil de apreciat în studiile geotehnice, astfel că în majoritatea cazurilor din practică se adoptă pante constructive funcţie de natura pămîntului și adîncimea canalului. Valorile medii care se pot avea în vedere în această privinţă sînt arătate în tabelul 17.2.

TABELUL 17.2

TALUZURILE CANALELOR DE DESECARE CU ADÎNCIMI < 5 m

Natura pămînturilor	Pantele taluzurilor pentru adîncimi:		
	1,5 m	1,5 . . .3 m	3 . . .5 m
Argile și prafuri argiloase	1 : 1	1 : 1,5 . . .1 : 2	1 : 2,5 . . .1 : 3,0
Prafuri nisipoase — nisipuri prăfoase	1 : 1,5	1 : 2,5	1 : 3,5
Nisipuri fine	1 : 2	1 : 2,5	1 : 3,5
Nisipuri grosiere	1 : 2	1 : 2	1 : 3

La canale mai adînci panta taluzurilor se stabileşte prin calcule corespunzătoare, funcţie de caracteristicile de tăiere ale pămînturilor, aşa cum s-a arătat la capitolul 10, în special la subcapitolul 10.3.4.

În cazul unei neuniformităţi mai accentuate a stratificaţiei, greu de stabilit cu precizie prin foraje rare, se adoptă pante constante pe tronsoane lungi cu aceeaşi adîncime, funcţie de pămîntul cel mai defavorabil, sau dacă acesta se găseşte în volume reduse, funcţie de stratificaţia predominantă.

Taluzurile nisipoase sînt susceptibile la degradări, în perioadele iniţiale de exploatare, sub acţiunea apelor subterane drenate spre canale. Un efect negativ îl prezintă denivelările rapide, care determină producerea pe taluzuri de importante acţiuni hidrodinamice ale apelor subterane drenate de canale. Pentru evitarea degradărilor care ar putea surveni din această cauză, este recomandabilă evitarea coborîrilor bruşte şi repetate ale apelor din canale, aşa cum deseori se procedează mai ales în perioadele iniţiale de exploatare. În consecinţă se impune un regim de exploatare cu menţinerea în permanenţă a apelor scăzute şi viteze de coborîre cît mai reduse. În această privinţă Kellner recomandă următoarele: „În pămînturi puternic permeabile ($K = 0{,}1$ cm/s), la taluzuri de 1 : 3,5, viteza de coborîre admisibilă depăşeşte 5,0 m/zi. La aceleaşi pante ale taluzurilor, în pămînturi slab permeabile ($K = 10^{-4}$ cm/s), viteza de coborîre admisibilă este de $v_d = 7{,}5$ cm/zi, însă numai dacă unghiul de frecare internă $\Phi > 25°$. În apropierea staţiilor de pompare, unde de multe ori aceste condiţii de stabilitate nu pot fi satisfăcute, secţiunile canalelor trebuie protejate prin lucrări de consolidare".

În practică se constată de obicei o atenuare cu timpul a acestor fenomene de instabilitate, mai ales datorită scăderii generale a nivelului apei în zona desecată, care în consecinţă nu mai prezintă pe taluzuri gradienţi importanţi. Un anumit rol îl are şi consolidarea naturală a taluzurilor mai ales prin vegetaţie. Din această cauză în practica noastră se adoptă în mod general procedeul de executare a consolidării taluzurilor la canalele mici şi chiar la unele mai importante numai după o perioadă oarecare de exploatare, pentru ca între timp să se producă ameliorarea respectivă şi astfel să se acţioneze numai asupra sectoarelor cu fenomene de instabilitate mai pronunţate. Zonele mai expuse degradărilor sînt cel nisipoase din apropierea unor surse constante de apă: acumulări, rîuri îndiguite etc.

Consolidarea taluzurilor canalelor de desecare se poate face după mai multe procedee arătate succint în continuare.

Consolidarea taluzurilor se impune în practică mai ales în cazul pămînturilor nisipoase acţionate în mod continuu de importante forţe hidrodinamice ale apelor drenate de canal. Un principiu general care trebuie avut în vedere este permiterea accesului lesnicios al apelor în canale, independent de sistemul de consolidare adoptat.

La canalele principale, afectate prin importante fenomene de antrenare-surpare, se pot avea în vedere consolidări grele constituite din straturi filtrante protejate prin dale prefabricate din beton simplu, cu dimensiuni de cca $50 \times 50 \times 10$ cm. În cazul unor afluxuri puternice de apă dinspre taluzuri este adecvată protejarea filtrului invers prin piatră spartă. Această soluţie, care permite remedieri uşoare, a fost experimentată cu succes la o serie de canale din lunca Dunării. La solicitări deosebite se pot utiliza chiar masive de anrocamente, aşa cum s-a procedat la consolidarea taluzurilor canalului Bîrzava.

Combaterea acțiunii apelor de infiltrație prin drenuri transversale, așa cum se recomandă în unele lucrări de specialitate, se adoptă rar în practica noastră, deoarece nu se poate asigura menținerea pe toată lungimea canalului a secțiunii de scurgere.

În practică sînt avute în vedere în unele cazuri consolidări simple, bazate pe utilizarea materialelor locale, ieftine și ușor de procurat. Un procedeu mai frecvent avut în vedere în această privință este îmbrăcarea secțiunii canalului cu suluri de fascine. Alte procedee care pot fi menționate sînt împletiturile de nuiele fixate prin țăruși între care se toarnă balast, pernele din brazde, gardurile din nuiele care susțin eventual un pat drenant, benzile cu vegetație protectoare care s-au dovedit eficiente în lunca și Delta Dunării etc.

În cazul pămînturilor contractile este recomandabilă menținerea în permanență a acestora cu apă.

18. DIGURILE ȘI BARAJELE DIN PĂMÎNT DE MICĂ ÎNĂLȚIME

18.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Referitor la diguri, T e r z a g h i a arătat în mod just că acestea se execută în frecvente cazuri pe trasee impuse, cu pămînturile existente în zonă, independent de condițiile inginero-geologice care ar putea ridica grele probleme de proiectare, execuție și exploatare. În practica noastră, din această cauză, a fost deseori necesar să se realizeze diguri sau baraje din pămînt de mică înălțime cu tasări pînă la 2 m provocate de îndesarea pămînturilor mîloase din fundații. În unele cazuri, datorită refulării pămînturilor din fundație, tasările pămîntului pus în operă a ajuns la ordinul metrilor. Pentru asigurarea stabilității rambleelor executate în astfel de condiții, cu înălțimi pînă la circa 7 . . .8 m, s-au prevăzut taluzuri dulci ajungînd la 1 : 7 . . . 1 : 8, darea în exploatare s-a amînat pînă la amortizarea tasărilor, s-a accelerat procesul de tasare prin așternerea peste patul de fundație a unor pămînturi necoezive grosiere permeabile, în unele cazuri sub rambleele realizate, prin intermediul forajelor, s-au executat explozii etc.

Efectuarea corespunzătoare a studiilor geologice și geotehnice pentru diguri și baraje din pămînt de mică înălțime prezintă o deosebită importanță. În funcție de datele studiilor respective urmează a se stabili elemente esențiale ca :

— amenajarea fundațiilor ;
— stabilitatea înclinării paramenților ;
— alegerea carierelor ;
— condițiile de execuție ;
— comportarea versanților acumulărilor de apă sub acțiunea valurilor etc.

Pentru proiectarea amenajărilor hidrotehnice respective pe baza studiilor geotehnice și geologice trebuie să se precizeze datele arătate la 7.5 și 7.6 și care în mod rezumativ sînt următoarele :

— situația geologică din amplasamentele avute în vedere și din zona carierelor ;
— caracteristicile fizice ;
— parametrii rezistenței la tăiere în starea naturală inițială și pentru diferite grade de consolidare rezultate sub influența greutății rambleelor executate;

— compresibilitatea, inclusiv consolidarea, adică precizarea evoluției tasărilor în timp;

— rezistența admisibilă a terenului de fundație din perimetrul rambleelor și amplasamentele lucrărilor anexe (descărcătorii, golirile de fund, turnul de manevră etc.);

— permeabilitatea.

Referitor la studiul carierelor, adică a pământurilor ca material de construcție, trebuie stabilite următoarele:

— rezervele de materiale utile;

— caracteristicile fizice ale pământurilor în stare naturală;

— coeficientul de filtrație al pământurilor compactate pe direcția orizontală k_0 și cea verticală k_v;

— rezistența la tăiere a pământurilor pentru diferite grade de compactare, inclusiv la cel maxim obținut la umiditatea optimă, care vor fi determinați în starea de umiditate din timpul procesului de compactare, precum și în stare inundată creată ulterior după terminarea îndesării.

18.2. CALCULE DE STABILITATE

În vederea prevenirii refulării pământurilor de fundație, trebuie evitată formarea sub talpa rambleelor a unor zone plastice, care iau naștere în punctele unde unghiul de deviere maxim θ depășește unghiul de frecare interioară a cărui expresie este dată de formulele 8.13 și 8.14.

În practica americană de executare a barajelor din pământ de mică înălțime, verificarea stabilității se face după un alt principiu, care se poate urmări din figura 18.1.

Inițial se determină presiunea activă E_{act}, de împingere laterală a pământului de fundație din ampriza barajului, provocată de încărcarea de la suprafața terenului. Urmează determinarea presiunii din exterior E_{pas}, care se opune presiunii active și prin egalarea acestora rezultă ecuația de echilibru și anume ([34]):

$$t = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 \cdot B} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\psi_1}{2}\right) \qquad (18.1)$$

în care:

t este rezistența medie la tăiere a pământului de fundație;

γ — greutatea volumică a pământului de fundație;

ψ_1 — unghiul de frecare interioară „echivalent" dedus din

$$\operatorname{tg} \psi_1 = \frac{c + H_1 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \Phi}{\gamma \cdot H} \qquad (18.2)$$

c fiind coeziunea pământului din fundație, iar Φ unghiul de frecare interioară a acestuia.

Semnificația lui H_1, H_2 și B se vede din figura 18.1.

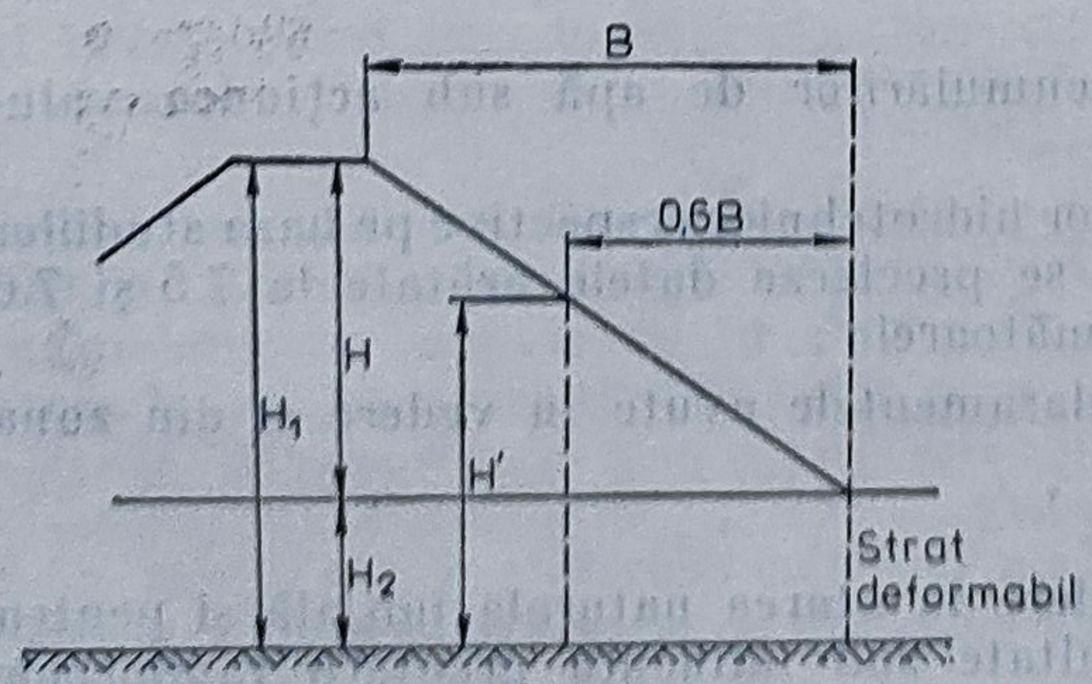


Fig. 18.1 — Schemă la formula 18.1

Efortul de forfecare maxim t_{max} este dat de relația, verificată prin fotoelasticitate :

$$t_{max} = 1{,}4\ t \tag{18.3}$$

și care acționează la o distanță de 0,6 B față de piciorul taluzului.

Rezistența la forfecare a fundației, la piciorul taluzului este :

$$t_1 = c + \gamma \cdot H_2 \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{18.4}$$

iar în punctul unde acționează t_{max} :

$$t_2 = c + \gamma_1 \cdot H' \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{18.5}$$

în care :

γ_1 este greutatea volumică medie a coloanei verticale de pămînt la distanța de 0,6 față de piciorul taluzului.

În vederea asigurării stabilității contra refulării, coeficientul minim de stabilitate η_{min} trebuie să satisfacă condițiile :

$$\eta_{min} = \frac{t_1}{t} \simeq 2 \text{ și } \eta_{min} = \frac{t_2}{t_{max}} \simeq 1{,}5 \tag{18.6}$$

Această metodă de calcul a fost utilizată cu rezultate pozitive la o serie de lucrări din practica noastră.

La o situație geologică din ampriza unui baraj de mică înălțime caracterizată printr-un strat superficial subțire, cu o capacitate portantă scăzută, așezat pe pămînturi tari, în vederea unei aproximări rapide a eforturilor de tăiere, se poate utiliza formula lui J ü r g e n s o n :

$$t = \frac{N \cdot h}{B} \tag{18.7}$$

în care :

t este efortul de tăiere maxim ;

$N = \gamma \cdot H$ — presiunea maximă exercitată asupra stratului slab ;

h — grosimea acestuia ;

B — lățimea amprizei.

Această formulă se poate aplica numai în cazul $h < \frac{B}{10}$.

În situația $h > B$, tot J ü r g e n s o n propune utilizarea relației

$$t = 0{,}256\ N \tag{18.8}$$

Metodele de calcul curent folosite sînt verificarea stabilității rambleelor împreună cu terenul de fundație la alunecări după suprafețe cilindrice, conform procedeelor arătate la 10.5 sau în lungul unor suprafețe cu o altă alură determinată de stratificația din zonă, după indicațiile de la 10.4.

Planurile de alunecare, condiționate de presiunea ridicată a apei, se produc în unele cazuri în lungul straturilor nisipoase dintr-o masă predominant argiloasă. Apa infiltrată cu dificultate în acestea, fără posibilitate de drenare în exterior, contrabalansează presiunea verticală dată de sarcinile aflate deasupra straturilor nisipoase, favorizîndu-se astfel declanșarea cedării pămînturilor, așa cum s-a produs la digul de la Chingford precum și probabil

în cazul unui accident de dig în zona Zimnicea. În general, prăbușirile produse din această cauză au un caracter brusc și provoacă alunecarea rambleului pe distanțe mari.

Un eventual strat subțire de argilă cu o consistență scăzută față de masa argiloasă predominantă, datorită caracteristicilor sale de tăiere reduse, poate de asemenea afecta stabilitatea construcției, așa cum s-a produs la barajul La Fayette înalt de 37 m.

Față de cele arătate, rezultă importanța deosebită care trebuie acordată în cadrul studiilor geotehnice depistării eventualelor straturi nisipoase sau argiloase cu caracteristici defavorabile asupra stabilității pămînturilor.

Avîndu-se în vedere așezarea digurilor și barajelor în frecvente cazuri pe pămînturi saturate, este foarte importantă luarea în considerare la calculele de stabilitate a variației presiunilor neutre și efective, așa cum s-a arătat la 10.2. Inițial la aplicarea sarcinilor presiunea preluată de apă, adică presiunea neutră, are o pondere mare și ulterior, pe măsura evacuării apei din pori, crește presiunea preluată de scheletul mineral, adică presiunea efectivă.

Verificarea la stabilitate se face pentru ambele taluzuri la terminarea execuției. În continuare pentru perioade de exploatare se face verificarea în situația nivelelor de apă cele mai defavorabile, care sînt lacul plin în cazul taluzului aval și lacul parțial plin la taluzul amonte. De asemenea, taluzul amonte trebuie verificat și în ipoteza golirii bruște de la nivelul maxim de calcul la cel minim.

Așa cum s-a mai arătat la 10.2, în situația unor ramblee realizate pe pămînturi saturate, ipoteza curentă de verificare a stabilității la terminarea execuției se va face cu parametrii de tăiere obținuți în condițiile neconsolidate-nedrenate. Pentru pămînturile de fundație constituite din materiale fine saturate, sporul de presiune Δu față de presiunea existentă u_0 este dat de greutatea umpluturii $\gamma \cdot h$, în care γ este greutatea volumică și h înălțimea rambleului. În consecință presiunea totală a apei din pori rezultă $u = u_0 + \gamma \cdot h$.

În unele cazuri, pentru prevenirea cedării terenului în situația rezistenței inițiale reduse, este recomandabilă o eșalonare a execuției, astfel ca încărcările să se facă treptat în funcție de creșterea compactării pămîntului de fundație. Pentru aprecierea gradelor de consolidare și a variației rezistențelor corespunzătoare în timp, se vor avea în vedere recomandările de la 15.8.

În legătură cu presiunea apei din porii rambleului, la golirea bruscă a apelor, se pot menționa următoarele :

— în cazul barajelor omogene cu coeficient de permeabilitate redus, presiunea apei din pori nu are timp să se dreneze și în consecință aceasta se admite, în mod acoperitor, egală cu cea existentă, înainte de coborîre;

— în cazul barajelor cu prizme amonte permeabile este asigurată o bună drenare și în consecință presiunea apei din pori este nulă. Dacă prizmul amonte este însă îngust și cercul de alunecare intersectează și prizmul impermeabil din interior, fîșiile respective se calculează cu presiunea din pori corespunzătoare acestui prizm.

În general la barajele mici, pînă la 10 m, executate în perioade lungi, de cel puțin 2 ani și o umiditate apropiată de cea optimă, se poate considera că presiunea din pori se disipează în funcție de avansarea execuției.

Valorile coeficienţilor de siguranţă obţinuţi prin calculele de stabilitate trebuie să se încadreze în limitele normate arătate în tabelul 18.1.

În legătură cu dimensionarea taluzurilor este utilă folosirea graficelor din cadrul subcapitolului 10.3.4.

TABELUL 18.1

COEFICIENŢI DE SIGURANŢĂ PENTRU STABILITATEA TALUZURILOR

Sarcini	Ipoteză de solicitare	Taluz verificat la stabilitate	Modul de considerare a eforturilor în calcule	Tipul determinărilor în laborator pentru rezistenţa la tăiere	Coeficienţi de siguranţă	
					Fără acţiunea cutremur	Cu acţiunea cutremur
1	2	3	4	5	6	7
Fundamentale	1) Terminare construcţie	Amonte şi aval	Efort efectiv Efort total	CU UU	1,3	1,0
	2) Exploatare curentă	Lac plin la nivel permanent de reţenţie	Aval	Efort efectiv	CU sau D	1,5	1,2
	3) Idem	Lac parţial cu nivel permanent	Amonte	Efort efectiv	CU sau D	1,5	1,2
Accidentale	4) Golire bruscă	De la nivel de reţenţie normală	Amonte	Efort efectiv	CU	1,3	Nu se verifică
	5) Idem	De la nivel maxim (temporar)	Amonte	Efort efectiv	CU	1,2	Nu se verifică
Extraordinar	6) Cutremur în ipotezele 1, 2. 3	Conform ipoteză	Conform ipoteză	Conform ipoteză	—	—

Notă :

1) Coeficienţii de siguranţă se referă la metoda de calcul cu suprafaţa de alunecare cilindrică.

2) Coeficienţii sînt obligatorii pentru clasele II—IV de importanţă (STAS 4273-61). Pentru clasa I sînt orientativi şi se vor justifica de la caz la caz.

3) În cazul datelor geotehnice, pentru pămînturile coezive determinate în alte condiţii decît cele arătate în tabel, sau cu un grad de apreciere, coeficienţii de siguranţă se majorează cu 25%.

Semnificaţia simbolurilor : UU — neconsolidate — nedrenate ;
CU — consolidate — nedrenate ;
D — consolidate — drenate.

18.3. INFLUENŢA CUTREMURELOR

Un prim efect al cutremurelor este producerea unei forţe de inerţie orizontală dată de formula :

$$S_0 = K_s \cdot G \qquad (18.9)$$

în care :

S_0 este forţa de inerţie orizontală ;

K_s — coeficient de seismicitate = a/g, a fiind acceleraţia seismică, iar g — acceleraţia gravitaţiei = 9,81 m/s² ; conform propunerii lui N i c i p o r o v i c i ([28]) valoarea K_s pentru gradele de seismicitate în scara GOST 6249-52 6, 7 şi 8, la digurile şi barajele de mică înălţime se adoptă de respectiv : 0,0125 ; 0,025 şi 0,050 ; (gradul 6 în scara GOST 6249-52 corespunde unui cutremur destul de puternic, care fisurează tencuiala ; gradul 7 corespunde la un cutremur foarte tare şi gradul 8 este distrugător afectînd construcţiile ; în total sînt 12 grade) ;

G — greutatea construcţiei.

În cazul digurilor şi barajelor din pămînt, se consideră că prin acţiunea cutremurelor, paramenţii devin mai abrupţi cu $\Delta\alpha$ dat de expresia :

$$\Delta\alpha = \text{arc tg } K_s \tag{18.10}$$

şi taluzul ipotetic al lucrării $\alpha + \Delta\alpha$ se verifică după metodele de calcul obişnuite.

N i c i p o r o v i c i şi alţi specialişti propun o altă metodă, care constă din luarea în considerare a forţelor de inerţie orizontale la verificarea stabilităţii taluzurilor după procedeul suprafeţelor de alunecare cilindrice, sau cu o altă alură. În calculele după metoda alunecării pe suprafeţe cilindrice, arătate la 10.5., forţa de inerţie orizontală S_i, aplicată fiecărei fîşii este :

$$S_i = K_s \cdot Q_i \cdot \left(1 + \frac{z}{z_0}\right)$$

în care :

K_s are semnificaţia arătată anterior ;

Q_i este greutatea fîşiei considerate ;

z — distanţa de la centrul de greutate al fîşiei pînă la talpa construcţiei ;

z_0 — distanţa de la centrul de greutate al întregii construcţii pînă la talpa acesteia ([28]).

Formula finală pentru verificarea stabilităţii 10.37, capătă următoarea formă evidentă :

$$\eta = \frac{\Sigma N_i \cdot \text{tg } \Phi_i + \Sigma c_i \cdot l_i}{\Sigma T_i + S_i \frac{r_i}{R}} \tag{18.11}$$

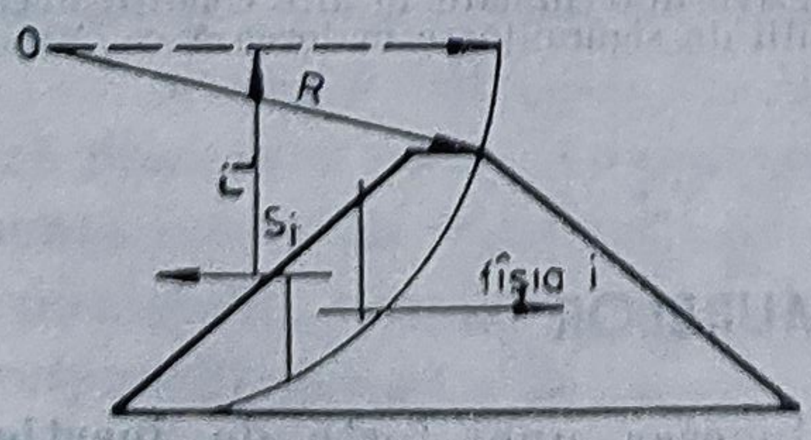


Fig. 18.2 — Forţa de inerţie orizontală considerată în calculele de verificare a stabilităţii taluzurilor

în care semnificaţiile lui r_i şi R sînt arătate în figura 18.2.

Pentru lucrările de îndiguire din lunca Dunării, s-au efectuat numeroase calcule de stabilitate conform P 13-70 în ipoteza solicitărilor statice şi dinamice, corespunzător gradului de seismicitate scara M.M. 8, obţinîndu-se prin metodele de verificare la alunecare după suprafeţe cilindrice coeficienţii de stabilitate η_{stat} şi η_{seism}.

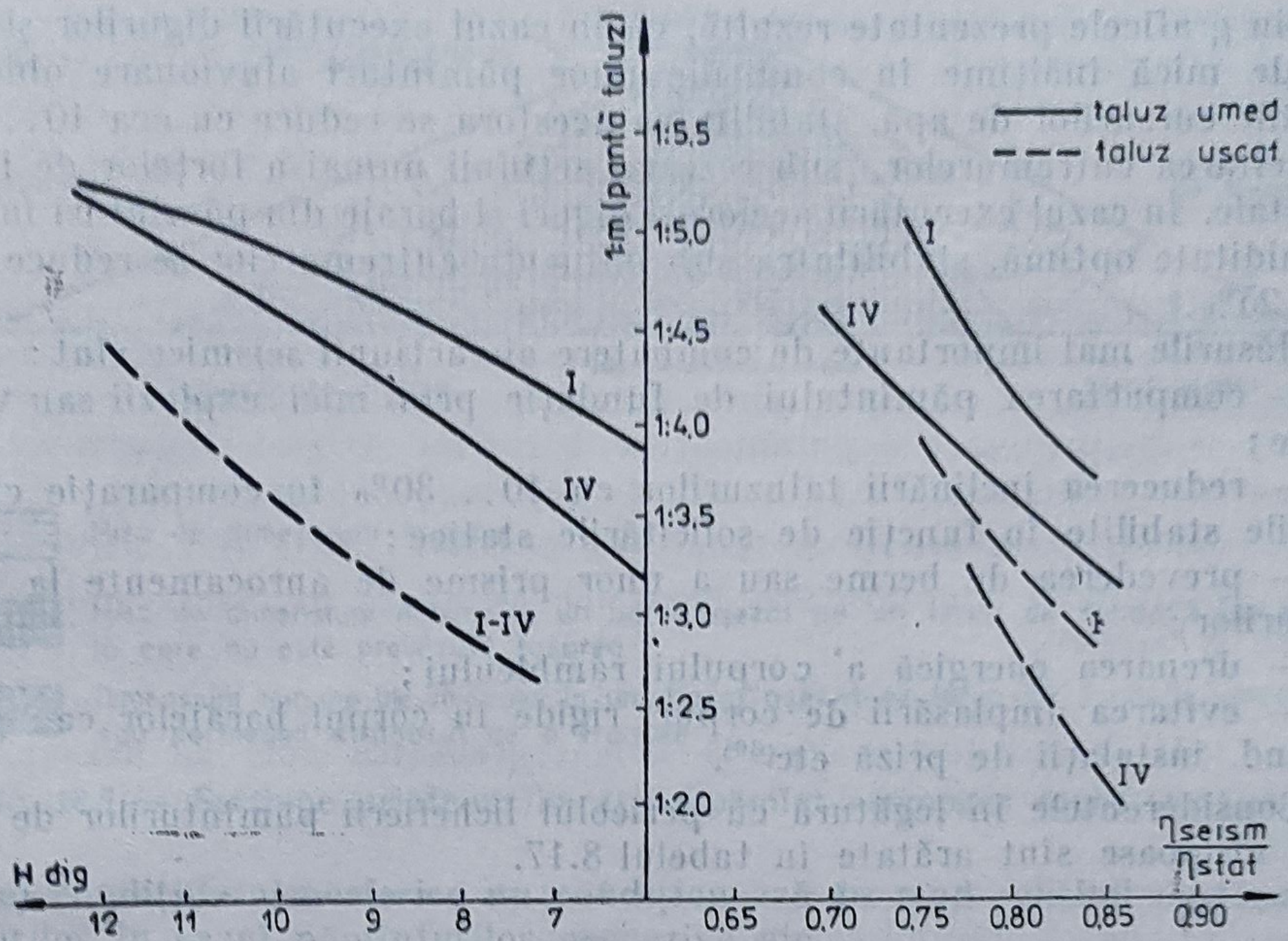


Fig. 18.3 — Grafice de corelaţie :
$H_{dig} - 1 : n_{taluz} - n_{seism} : n_{stat}$

I — pămînt de fundaţie necoeziv ; *IV* — pămînt de fundaţie coeziv ; pămînturile din rambleu sînt aşezate la $w > w_{opt}$

Rezultatele acestor calcule sînt prezentate în figurile 18.3 şi 18.4 sub forma unor grafice de corelaţie între înălţimile digului — panta taluzului şi raportul $\eta_{seism} : \eta_{static}$ corespunzător cazului rambleelor executate la umiditatea $w > w_{opt}$ şi respectiv $w = w_{opt}$.

Caracteristicile geotehnice utilizate la calculele efectuate pentru trasarea graficelor din figurile 18.3 şi 18.4 sînt prezentate în cadrul acestui capitol la 18.9 în legătură cu explicaţiile pentru tabelele 18.6 şi 18.7.

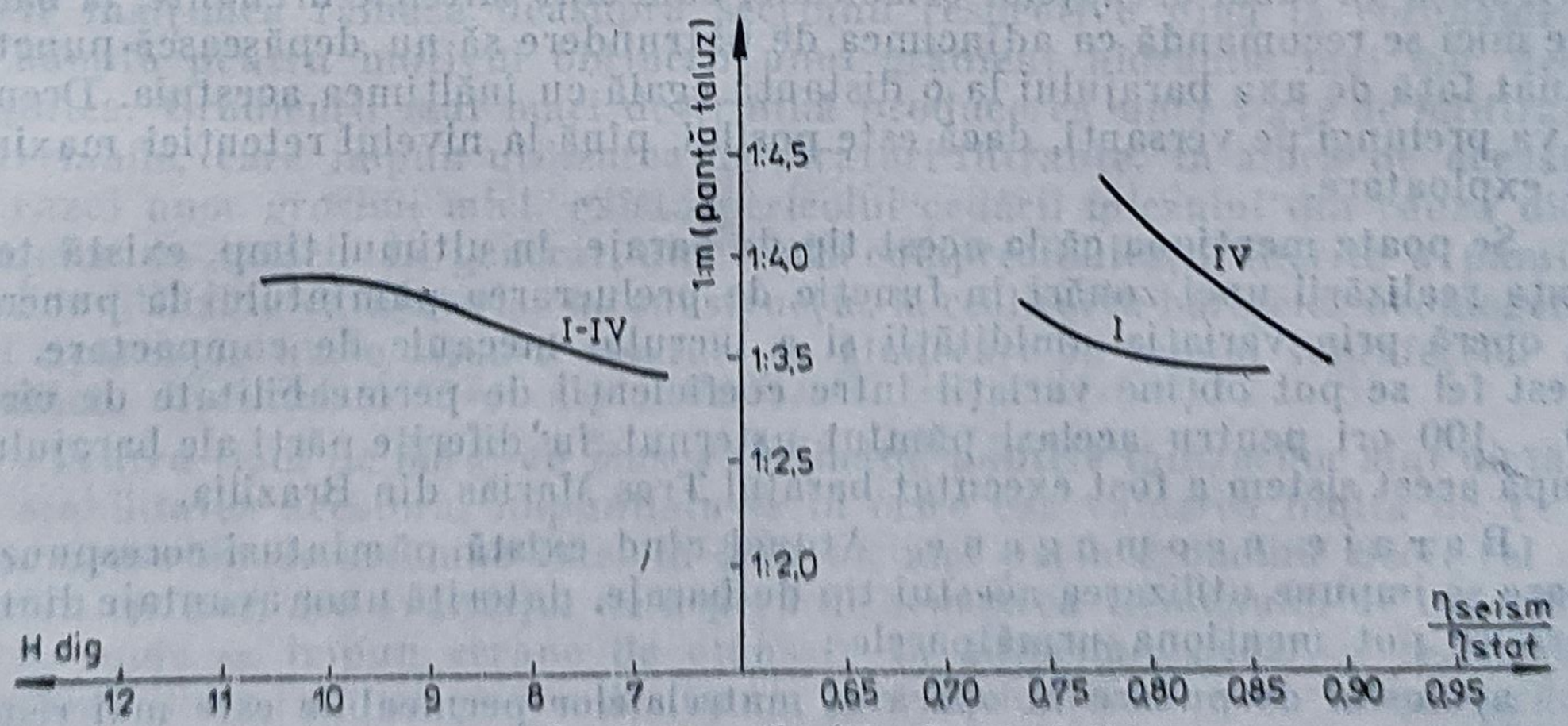


Fig. 18.4 — Grafice de corelaţie :
$H_{dig} - 1 : n_{taluz} - n_{seism} : n_{stat}$

I — pămînt de fundaţie necoeziv ; *IV* — pămînt de fundaţie coeziv ; pămînturile din rambleu sînt aşezate la $w = w_{opt}$

Din graficele prezentate rezultă, că în cazul executării digurilor şi barajelor de mică înălţime în condiţiile unor pămînturi aluvionare obişnuite din văile cursurilor de apă, stabilitatea acestora se reduce cu cca 10...30% la solicitarea cutremurelor, sub rezerva acţiunii numai a forţelor de inerţie orizontale. În cazul executării aceloraşi diguri şi baraje din pămînturi în stare de umiditate optimă, stabilitatea sub influenţa cutremurelor se reduce între 10 şi 25%.

Măsurile mai importante de combatere ale acţiunii seismice sînt:

— compactarea pămîntului de fundaţie prin mici explozii sau vibroflotare;

— reducerea înclinării taluzurilor cu 10...30% în comparaţie cu înclinările stabilite în funcţie de solicitările statice;

— prevederea de berme sau a unor prisme de anrocamente la baza taluzurilor;

— drenarea energică a corpului rambleului;

— evitarea amplasării de corpuri rigide în corpul barajelor ca: goliri de fund, instalaţii de priză etc[36].

Considerentele în legătură cu pericolul lichefierii pămînturilor de fundaţie nisipoase sînt arătate în tabelul 8.17.

18.4. CORPUL BARAJULUI

Factorii mai importanţi care trebuie luaţi în considerare la alegerea modului de realizare a corpului barajului sînt distanţa, amplasamentul lucrării — carieră şi randamentul carierei.

B a r a j e l e o m o g e n e. Acest tip de diguri sau baraje mici se recomandă acolo unde în zonă predomină numai un singur tip de pămînt.

În cazul utilizării ca material de construcţie a pămînturilor argiloase se impune executarea de drenuri în partea aval a umpluturilor pentru coborîrea curbei de depresiune. Adîncimea de pătrundere a drenajului în corpul barajului nu trebuie exagerată, pentru a nu se crea gradienţi de infiltraţie periculoşi. În cazul drenajelor orizontale, cum sînt saltelele drenante, la barajele mici se recomandă ca adîncimea de pătrundere să nu depăşească punctul situat faţă de axa barajului la o distanţă egală cu înălţimea acestuia. Drenul se va prelungi pe versanţi, dacă este posibil, pînă la nivelul retenţiei maxime de exploatare.

Se poate menţiona că la acest tip de baraje, în ultimul timp, există tendinţa realizării unei zonări în funcţie de prelucrarea pămîntului la punerea în operă prin variaţia umidităţii şi a lucrului mecanic de compactare. În acest fel se pot obţine variaţii între coeficienţii de permeabilitate de circa 10...100 ori pentru acelaşi pămînt aşternut în diferite părţi ale barajului. După acest sistem a fost executat barajul Tres Marias din Brazilia.

B a r a j e n e o m o g e n e. Atunci cînd există pămînturi corespunzătoare se impune utilizarea acestui tip de baraje, datorită unor avantaje dintre care se pot menţiona următoarele:

a) costul de punere în operă al materialelor permeabile este mai redus decît al celor impermeabile;

b) pantele taluzurilor la pămînturile necoezive permeabile se pot adopta mai abrupte decît la cele coezive;

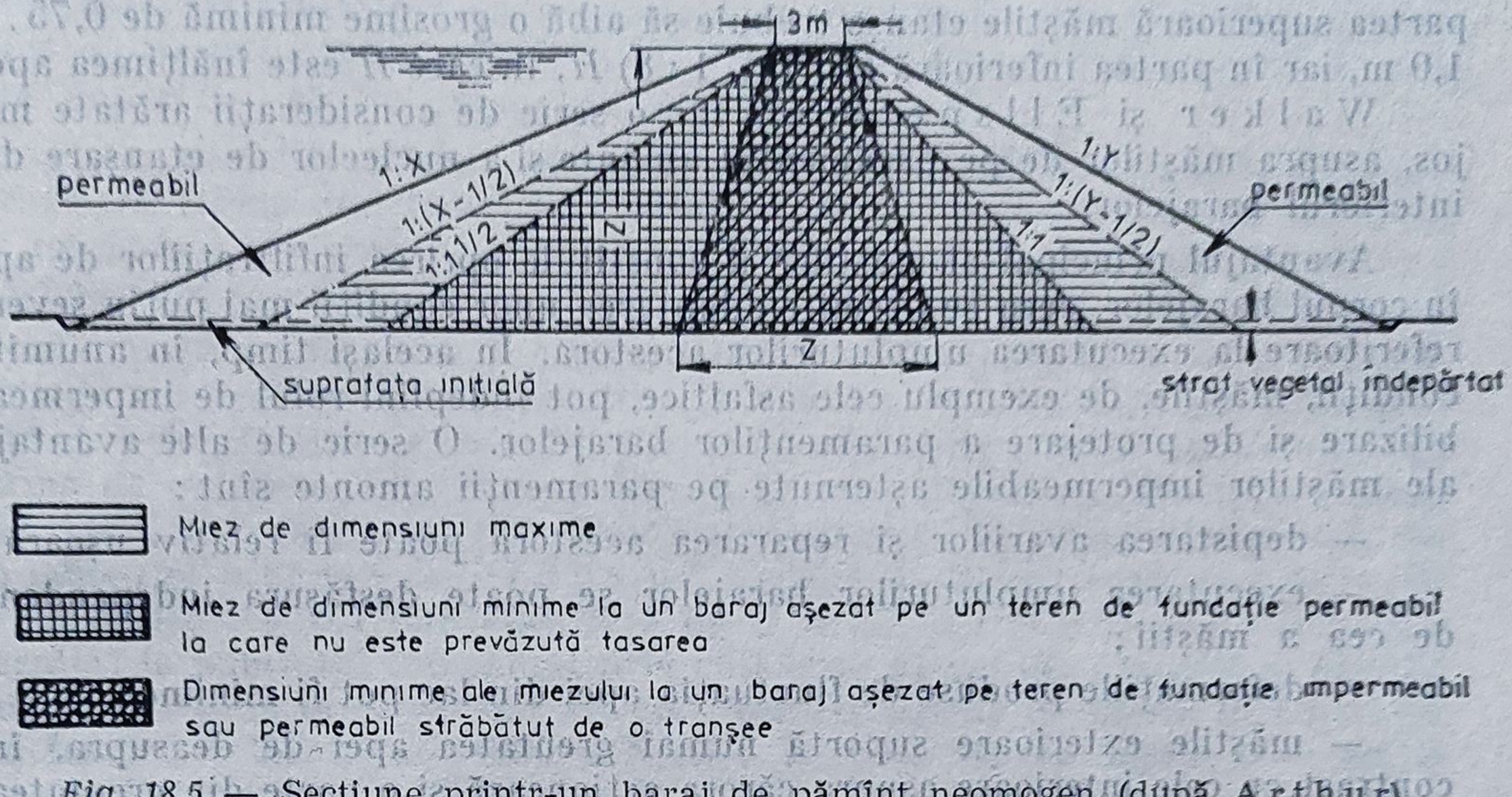


Fig. 18.5 — Secțiune printr-un baraj de pămînt neomogen (după Arthur)

c) condițiile atmosferice nu condiționează în mod sensibil desfășurarea lucrărilor în cazul pămînturilor necoezive etc.

Pămînturile cele mai permeabile se utilizează în părți și ele susțin miezul impermeabil. Pămînturile permeabile din aval evită formarea de presiuni mari a apei de infiltrație și coboară linia freatică, iar aceleași pămînturi permeabile din amonte anihilează presiunile hidrostatice produse în cazul coborîrii rapide a apei.

În figura 18.5 sînt arătate valorile, propuse de Arthur ([43]), ale paramenților miezului argilos executat pe un pămînt impermeabil sau permeabil, care este străbătut de o tranșee.

Dimensiunile minime ale miezului s-au stabilit pe considerente practice și teoretice. Lățimea de 3 m arătată în figura 18.5 este considerată valoarea minimă care permite execuția în condiții economice cu echipamentul mecanizat obișnuit. Criteriul pentru ca lățimea nucleului să nu fie mai redusă decît înălțimea rămasă deasupra secțiunii respective pînă la coronament, se adoptă pentru motivul obținerii unui gradient hidraulic mai mic decît unitatea. Gradienții mai mari determină producerea unor forțe de infiltrație apreciabile, care impun utilizarea de straturi filtrante. În afară de aceasta, în cazul unor grosimi mici, există pericolul cedării miezului din cauza diferențelor de tasări. În general, din cauza compresibilității diferite a pămînturilor utilizate ca material de construcție, la realizarea barajelor neomogene, pot apărea în unele situații eforturi de alunecare în lungul suprafețelor de contact.

Pentru tipul de baraj cu mască înclinată, pantele taluzurilor sînt dictate de stabilitatea acestora, impunîndu-se în orice caz valoarea limită de 1 : 3. Deși acest tip de secțiune este, în general, mai puțin economic decît cel cu nucleu central, are avantajul de a permite scurtarea termenului de execuție, acolo unde se impun ecrane de etanșare în adîncime, deoarece realizarea acestora din urmă se poate desfășura concomitent cu cea a umpluturilor din prismul aval.

În literatura de specialitate se recomandă următoarele referitor la execuția măștilor de impermeabilizare prevăzute pe paramentrul amonte: în

partea superioară măștile etanșe trebuie să aibă o grosime minimă de 0,75 ... 1,0 m, iar în partea inferioară (1 : 4 ... 1 : 8) H, în care H este înălțimea apei.

Walker și Ellsperman fac o serie de considerații arătate mai jos, asupra măștilor de pe paramentul amonte și a nucleelor de etanșare din interiorul barajelor.

Avantajul principal al măștilor îl constituie oprirea infiltrațiilor de apă în corpul barajelor, ceea ce permite adoptarea unor condiții mai puțin severe referitoare la executarea umpluturilor acestora. În același timp, în anumite condiții, măștile, de exemplu cele asfaltice, pot îndeplini rolul de impermeabilizare și de protejare a paramenților barajelor. O serie de alte avantaje ale măștilor impermeabile așternute pe paramenții amonte sînt:

— depistarea avariilor și repararea acestora poate fi relativ ușoară;

— executarea umpluturilor barajelor se poate desfășura independent de cea a măștii;

— deformațiile produse de fluctuația apei din lac pot fi minime;

— măștile exterioare suportă numai greutatea apei de deasupra, în contrast cu cele interioare asupra cărora acționează și o parte din greutatea umpluturii;

— unele măști așa cum s-a mai arătat pot avea și rolul de protejare a taluzurilor contra acțiunii agenților exteriori.

Trebuie menționat că măștile exterioare prezintă pericol de umflare în cazul coborîrii nivelului apei din lac dacă nu sînt luate măsuri de drenare corespunzătoare. În această privință se cunosc și cazuri de desprindere de pe corpul umpluturii a măștii sub acțiunea valurilor, cum s-a produs în practica noastră la barajul de la Stînca Costești.

Așa cum s-a arătat, coborîrea bruscă a nivelului apei din acumulare influențează stabilitatea taluzului amonte și în consecință siguranța construcției. Pentru ca prismul exterior realizat din pămînturi permeabile să aibă un rol pozitiv, este necesar ca viteza de coborîre a apei din acesta să fie egală cu cea de cădere, V_{CB}, din lac. În funcție de această condiție s-a putut determina coeficientul de filtrație, k_d a materialului din prismul amonte și anume:

$$k_d = \frac{20 \cdot n_d}{\sin \alpha} \cdot V_{CB} \qquad (18.12)$$

în care:

n_d este porozitatea materialului din prismul amonte;

α — înclinarea prismului amonte.

18.5. CONDIȚIILE DE UTILIZARE ALE PĂMÎNTURILOR CA MATERIAL DE CONSTRUCȚIE

Pentru aprecierea justă a proprietăților pămîntului ca material de construcție se impune efectuarea corespunzătoare a tuturor studiilor arătate în partea „Considerații generale" a acestui capitol.

Așa după cum se arată într-o serie de publicații, metoda de compactare Proctor menționată anterior, prezintă o serie de neajunsuri:

În primul rînd cu metoda Proctor, îndesarea pămîntului în laborator se realizează prin batere și nu prin rulare, așa cum se procedează cu cilindrii

compresori pe șantiere și în consecință în funcție de determinările de laborator nu se pot obține date privind tehnologia de lucru din practică, care este important să fie cunoscută de proiectare;

— în al doilea rînd la metoda Proctor, pămînturile analizate se prelucrează sub forma unei mase bine omogenizate, complet diferită față de starea de agregare a acelorași pămînturi la punerea în operă, cu bulgări de diferite mărimi, care se compactează în straturi de cîțiva zeci de cm grosime.

Urmarea importantă a acestei situații este nepotrivirea între caracteristicile de rezistență ale pămîntului îndesat, determinate de laborator, față de cele efective ce se obțin pe șantiere la compactarea pămîntului sub forma de agregare. Pentru a se ilustra această situație se prezintă graficul din figura 18.6 care pune în evidență următoarele : La un pămînt compactat în laborator pînă la $\gamma_d = 17{,}5$ kN/m^3, unghiul de frecare interioară $\Phi = 24°$ și coeziunea $c = 0{,}1$ daN/cm^2, față de $\Phi = 27°$ și $c = 0{,}53$ daN/cm^2, cît a rezultat la pămîntul compactat prin cilindrare pe șantier ; la același pămînt compactat pînă la $\gamma_d = 16{,}0$ kN/cm^3, caracteristicile de tăiere în laborator au fost $\Phi = 22°$ și $c = 0{,}05$ daN/cm^2, iar cele de pe teren $\Phi = 23°$ și $c = 0{,}25$ daN/cm^2 (11). Diferențe de același ordin s-au obținut și în practica noastră, fapt important prin urmările sale negative în proiectarea unor lucrări funcție de caracteristici de tăiere mult inferioare față de cele reale. Pentru evitarea acestei stări de lucruri privind realizarea de lucrări supradimensionate, nejustificate, la construcțiile mai importante este necesară efectuarea unor lucrări de compactare experimentale pe șantiere în condițiile efective de execuție, în acest fel obținîndu-se caracteristicile mai apropiate de realitate, ale pămîntului pus în operă.

Pentru eliminarea deficiențelor legate de metoda Proctor, în cadrul I.S.P.I.F. a fost conceput un nou sistem de compactare a pămînturilor, prevăzut în STAS 1913/14-74. Acesta realizează în laborator compactarea unor straturi de pămînt în grosimi de cca 30 cm aflate într-o stare asemănătoare celei de pe șantiere și care modelează aproape la scara 1 : 1 procesul de îndesare prin cilindri compresori care are loc în realitate. Acest procedeu de in-

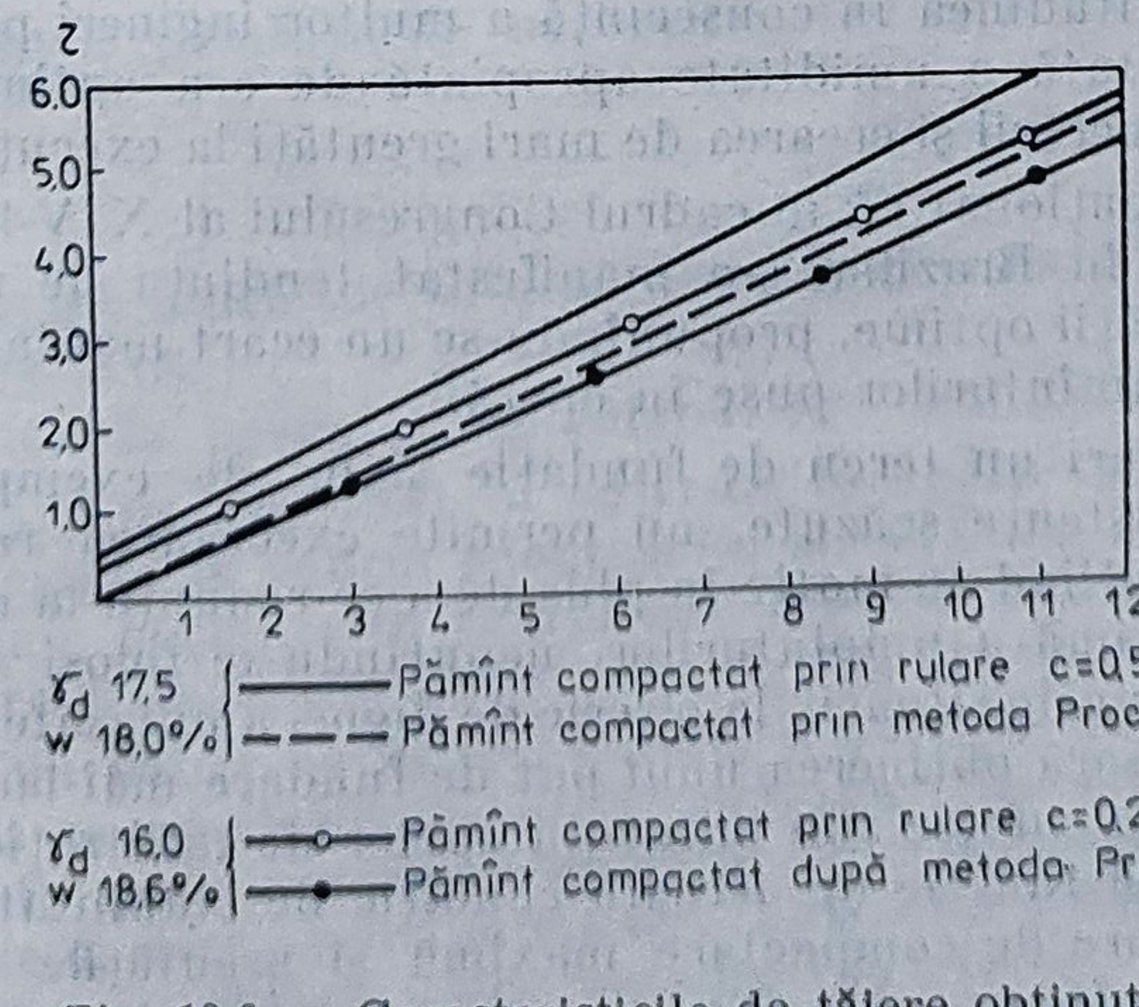


Fig. 18.6 — Caracteristicile de tăiere obținute pe probe de pămînt compactate după metoda Proctor și în condiții de șantier (după Kirilov)

vestigație a fost utilizat cu succes la o serie de lucrări, inclusiv a unora abordate cu specialiști străini ca de exemplu Barajul de pe Prut de la Stînca Costești și Nodul Hidrotehnic de pe Dunăre de la Turnu Măgurele—Nicopole.

Starea de agregare arătată, care influențează caracteristicile de tăiere are importanță și asupra permeabilității. La probele de pămînt confecționate sub formă de pastă în laborator, permeabilitatea este mai redusă față de cea rezultată la același pămînt compactat prin cilindrare și în consecință este importantă determinarea caracteristicilor respective pe șantier sau în laborator, pe probe, prezentînd asemănare cu pămîntul pus și compactat în operă. În general, pămînturile compactate la o umiditate mai ridicată se caracterizează prin permeabilități mai scăzute. În această privință rambleele de pămînt loessoide realizate prin metode așa-numite umede, sînt caracterizate prin permeabilități mai scăzute.

Trebuie de menționat că în cazul unor umidități scăzute, îndesarea se realizează cu greutate, fiind aproape imposibilă la loessuri și pămînturi loessoide, acestea la cilindrare trecînd într-o stare de praf necoeziv. Prin creșterea umidității rezistența structurală a pămînturilor scade și este posibilă realizarea mai ușoară a unei compactări ridicate, cu o valoare maximă pentru cea optimă.

Prin umiditatea optimă se înțelege acea umiditate care permite obținerea în condițiile cele mai ușoare a gradului de îndesare maxim pentru un anumit lucru mecanic. După cum s-a constatat umiditatea optimă w_{opt} variază în funcție de metoda de compactare utilizată, fiind mai scăzută în cazul utilizării unui lucru mecanic de compactare ridicat.

Prin creșterea umidității față de cea optimă, se micșorează gradul de îndesare ce poate fi realizat în situația utilizării aceluiași lucru mecanic de compactare. În practica noastră de îmbunătățiri funciare s-a adoptat aproape în mod general principiul executării digurilor și barajelor puțin înalte la ecarturi de umiditate mai largi și nu strict la cea optimă, urmărindu-se totuși obținerea de greutăți volumice corespunzătoare unor rezistențe capabile să permită realizarea de lucrări cu profile economice. Acest fapt, care constituie o realitate, bazată pe execuția a multe milioane de metri cubi, contrazice o serie de normative și atitudinea în consecință a multor ingineri proiectanți care insistă să fie respectată o umiditate apropiată de cea optimă, legată din păcate de scumpirea lucrării și crearea de mari greutăți la execuție.

Este interesant de menționat că în cadrul Congresului al XIV-lea al marilor baraje ținut recent în Brazilia, s-a manifestat tendința de renunțare la metoda rigidă a umidității optime, propunîndu-se un ecart mai larg pentru greutățile volumice ale pămînturilor puse în operă.

De fapt în unele cazuri un teren de fundație slab, de exemplu loess inundat sau mîl de consistențe scăzute, nu permite executarea rambleelor cu taluzuri abrupte, aceasta fiind un motiv în plus de a se renunța la realizarea stărilor cu îndesarea maximă a umpluturilor, neputîndu-se folosi avantajul rezistenței lor ridicate. În unele situații, la o serie de diguri amplasate pe depuneri nisipoase, a fost necesară obținerea unui pat de fundare mai larg pentru a se preveni fenomenele de sufozie sub influența apelor de infiltrație. Astfel, taluzurile line, rezultate în funcție de această condiție de stabilitate, nu au necesitat rambleе cu o stare de compactare maximă și greutățile volumice scăzute recomandate prin studii au permis realizarea unei execuții mai economice, fără a se periclita siguranța lucrărilor.

Un alt motiv de renunţare în unele cazuri la soluţia executării de ramblee cu greutatea volumică maximă obţinută la umiditatea optimă, preferîndu-se umidităţi de compactare mai ridicate și greutăţi volumice mai scăzute, este solicitat de unii specialişti, în vederea realizării de umpluturi puțin rigide, plastice, care să reziste în mai bune condiţii la tasările terenurilor de fundaţie compresibile.

Faţă de cele arătate, aşa cum s-a menţionat anterior, se impune determinarea caracteristicilor de tăiere și compresibilitate la diferite grade de îndesare. Prin aceasta se urmărește stabilirea gradului de îndesare minim cu caracteristici de tăiere și compresibilitate acceptabile, în funcție de care să fie posibilă o proiectare economică a lucrării.

Procedeul expus mai pe larg cu compactarea numai pînă la o anumită limită compatibilă cu condițiile de stabilitate și permeabilitate a fost utilizată numai în cadrul lucrărilor de îmbunătățiri funciare, realizîndu-se o simplificare accentuată, inclusiv accelerarea execuției și mari economii. În rest pentru pămînturile coezive se cere ca determinarea paramenților optimi de compactare să se efectueze cu metoda Proctor și pentru pămînturile necoezive să fie stabiliți indicii de îndesare conform STAS 3950-81. În acest caz se va prevedea ca în timpul execuției să se verifice gradul de îndesare realizat, prin prelevări de probe din fiecare strat de pămînt compactat și să se determine umiditățile împreună cu greutățile volumice în stare uscată, densitatea acestor verificări urmînd să fie de 1 probă la fiecare 300 . . . 400 m^3 de pămînt compactat. În același timp trebuie verificată și natura materialului din carieră pe probe prelevate la fiecare cca 5 000 m^3 pămînt pus în operă, fiind necesar să se determine : compoziția granulometrică, plasticitatea, conținutul de săruri solubile și organice.

Formula gradului de compactare D, pentru pămînturile coezive, în funcție de gradul de îndesare realizat γ_d și de gradul de îndesare obținut prin metoda Proctor $\gamma_{d\ max}$, este dat de formula :

$$D = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\ max}} \tag{18.13}$$

iar pentru pămînturile necoezive, de formula :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{18.14}$$

în care semnificațiile tuturor literelor sînt date la explicaţiile în legătură cu formula 2.13.

Valorile gradului de compactare admisibil sînt date în tabelul 18.2.

Faţă de cele arătate anterior în cadrul prezentului capitol, tendinţele manifestate în cadrul congresului al XIV-lea al marilor baraje şi o serie de rezultate obţinute în cadrul execuţiei de baraje din ţara noastră fac raţională revizuirea condițiilor severe din tabelul 18.2.

Din punct de vedere chimic o serie de normative mai vechi, acceptau utilizarea pămînturilor dacă conţinutul de substanţe solubile nu depășea 3%. Pe baza cercetării modului de comportare a unor lucrări executate, o serie de cercetători au ajuns la concluzia posibilităţii utilizării pămînturilor cu un conţinut de săruri ridicat, pînă la cca 10%, fapt valabil la loessuri și pămînturi loessoide. În această privinţă se fac următoarele recomandări : în funcţie de gradul de importanţă al lucrării, conţinutul de săruri solubile

TABELUL 18.2

GRADUL DE COMPACTARE ADMISIBIL PENTRU CONTROLUL EXECUȚIEI

Tipul materialului	Conținutul procentual de fracțiuni sub 5 mm	Înălțimea barajului $h < 15$ m			Înălțimea barajului $h > 15$ m		
		Minimum acceptabil	Media necesară	Variația umidității $W_{opt} - W$	Minimum acceptabil	Media necesară	Variația umidității $W_{opt} - W$
Pămînturi coezive controlate cu încercări Proctor	între 0—25%	$D = 95\%$	$D = 98\%$	3% ...	$D = 98\%$	$D = 100\%$	+2% ...
Pămînturi necoezive	între 25—50%	$D = 92\%$	$D = 95\%$	...+2%	$D = 95\%$	$D = 98\%$	− 2%
Controlate prin gradul de îndesare (STAS 3950-81)	Nisipuri fine	$I_D = 75\%$	$I_D = 90\%$	cel puțin 4—5%	$I_D = 75\%$	$I_D = 90\%$	
	Nisipuri medii	$I_D = 70\%$	$I_D = 85\%$		$I_D = 70\%$	$I_D = 85\%$	
	Pietrișuri	$I_D = 65\%$	$I_D = 80\%$		$I_D = 65\%$	$I_D = 80\%$	

poate varia între 5 și 10% față de greutatea pămîntului uscat, limita inferioară corespunzînd construcțiilor importante, iar cea superioară la cele provizorii și de mică importanță ; conținutul de săruri cu rezistență medie de dizolvare, pentru aceleași construcții, poate să varieze între 7 și 10%, iar conținutul de săruri greu solubile ($CaCO_3$, $MgCO_3$), în cazul absenței unor ape agresive, nu este limitat (11).

În unele cazuri, în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare din țara noastră, aceste limite au fost depășite, cum de exemplu la digurile din zona Brateș, barajul Lățime lîngă Galați etc., care pe tronsoane întregi au prezentat un conținut ridicat de substanțe organice, ce prin descompunere trec ceau în substanțe solubile.

În cazul unor diferențe dintre umiditatea naturală a pămînturilor utilizate ca material de construcție și cea necesară pentru care să rezulte caracteristicile de rezistență și permeabilitate necesare, se impun o serie de operații la execuție, umezire sau uscare, ce trebuie să fie anticipate prin proiectare.

În majoritatea cazurilor pămînturile loessoide din cariere prezintă umidități inferioare sau aproximativ egale față de cele necesare a fi realizate. Valori mai mari se întîmplă de obicei la pămînturile argiloase aflate în apropierea nivelului freatic, sau după precipitații care pot umezi cariera sau materialele aduse pe șantier. În astfel de cazuri se impun operații de zvîntare, dacă condițiile atmosferice sînt favorabile. În perioadele de precipitații mai îndelungate lucrările de execuție trebuie sistate. Iarna și în lunile bogate în precipitații este necesară, în frecvente cazuri, oprirea șantierelor de terasamente.

Pentru a se evita, înmuierea unor volume mari de pămînturi, atît în cariere cît și în zona rambleului aflat în execuție, se impun o serie de măsuri

corespunzătoare pentru asigurarea evacuării rapide a apelor de precipitații și evitarea stagnării lor. În acest scop se prevăd pante de scurgere, pămînturile aduse în rambleu se compactează de urgență, chiar provizoriu etc.

Umezirea pămînturilor în situația că acestea sînt uscate se poate face la punerea în operă sau în cariere.

Cantitatea de apă ce trebuie turnată în pămînt la punerea în operă, se poate determina cu formulele arătate la 2.3, urmînd a se ține seama și de indicațiile de la 7.5. Această apă se poate turna peste stratul de pămînt așternut, care se compactează după terminarea procesului de infiltrare. O altă posibilitate este de a se turna apa peste terenul îndesat anterior, după care se așterne stratul de pămînt ce trebuie umezit. În unele cazuri se aplică și o metodă combinată : o parte de apă se toarnă peste terenul îndesat anterior, iar restul după așternerea stratului ce trebuie umezit. Proporțiile de apă ce se pun inițial și ulterior după așternerea stratului necesar de umezit se determină cel mai bine experimental.

Independent de aceste proceduri destul de complexe, deseori în masa pămîntului compactat nu se obține o umiditate uniformă rezultînd în schimb o alternanță de straturi mai umede și mai uscate.

Un alt dezavantaj al umezirii pămînturilor direct pe șantierul de rambleere este aderarea pămîntului mai umed de utilajul pentru compactare.

Totuși aceste dezavantaje nu sînt supărătoare în cazul unor pămînturi loessoide mai puțin argiloase și corecturile ușoare de umiditate pot asigura calitatea urmărită.

Un alt procedeu care asigură o umezire uniformă a pămînturilor și dă posibilitatea desfășurării lucrării pe un front mai mare este cel de udare a pămînturilor în carieră. Debitul de apă necesar de adăugat la pămîntul din carieră se poate aprecia în funcție de formulele de la 23.

Umiditatea obținută în carieră trebuie să fie cu cca 2...3% superioară celei necesare, avîndu-se în vedere pierderile prin uscare ce se vor produce pînă la punerea în operă. Precizarea parametrilor în funcție de aceste operații de inundare : distanța dintre șanțuri, intervalele de timp de la udare după care se poate începe excavarea etc., se face cel mai bine prin lucrări experimentale executate la fața locului.

Lucrările de rambleere se pot executa prin metoda hidromecanizării, care nu este abordată în cadrul prezentei cărți, sau prin procedee tehnologice uscate. Fiecare din metodele utilizate, în paralel cu o serie de avantaje, prezintă și unele aspecte negative care trebuie avute în vedere de proiectanți. La alegerea sistemului de execuție se va ține seama de caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor, gradul de îndesare ce trebuie realizat, condițiile locale și perioada cînd se efectuează lucrările, frontul de lucru, termenele de execuție, condițiile inginero-geologice ale amplasamentului etc.

Trebuie de menționat că în cadrul lucrărilor de îmbunătățiri funciare, desfășurate pe suprafețe întinse, procurarea apei în perioada lucrărilor de execuție este legată deseori de mari greutăți, astfel că în majoritatea cazurilor se preferă procedeele tehnologice uscate.

La stabilirea tehnologiei de execuție , la alegerea utilajelor de compactare, grosimile straturilor de pămînt puse în operă, numărul de treceri, viteza de lucru, productivitatea etc., se pot avea în vedere cu titlu orientativ datele din tabelul 18.3 propuse de P ă u n e s c u ([39]), care trebuie verificate în prima fază de execuție.

TABELUL 18.3

PARAMETRII COMPACTĂRII PENTRU CÎTEVA TIPURI DE PĂMÎNTURI ȘI PENTRU UTILAJELE RECOMANDATE

Tipul pămîntului	Utilajul de compactare	Grosimea stratului, m	Numărul de treceri, *n*	Viteza de lucru, km/h	Productivitatea, m³/h
Pietrișuri sau balasturi cu puține sau fără fracțiuni fine	Rulouri vibratoare grele (6—10 t)	0,5 —0,6	3— 4	1,5—2,5	250—750
	Plăci vibratoare	0,7 —0,8	2— 3	0,5	80—120
	Compactoare pe pneuri grele	0,25—0,40	2— 8	2 —3	250—900
	Rulouri netede (8—10 t)	0,10—0,20	4— 6	1,5—2,5	15— 30
	Maiuri mecanice (broască)	0,4	2— 3	0,5	50
Pietriș și balast argilos	Rulouri vibratoare (6—10 t)	0,4 —0,6	6— 8	1,5—2,5	80—120
	Compactoare pe pneuri, grele	0,1 —0,4	6—10	2—3	100—200
	Plăci vibratoare	0,5 —0,0	5— 6	0,5	50
	Maiuri mecanice	0,3 —0,4	3— 4	0,5	20
	Rulouri netede (8—10 t)	0,15—0,20	5— 6	1,5—2	10— 20
Nisipuri uniforme și neuniforme cu pietriș cu sau fără fracțiuni fine	Rulouri vibratoare (5 t)	0,5 —0,6	3— 4	1,5—2,0	350—450
	Compactoare pe pneuri, grele	0,3 —0,5	4— 6	2 —3	200—400
	Plăci vibratoare	0,7 —0,8	2— 3	0,4	70— 80
	Maiuri mecanice (broască)	0,4	2— 3	0,5	30
	Rulouri netede (8—10 t)	0,2	5— 6	1,5—2	12— 30
Nisipuri prăfoase și nisipuri argiloase	Rulouri vibratoare (4—5 t)	0,4 —0,6	5— 6	1,5—2	200—280
	Compactoare pe pneuri, grele	0,3 —0,4	8—10	2 —3	150—200
	Compactoare pe pneuri, ușoare	0,2	8—10	5	100—150
	Plăci vibratoare	0,5	5— 6	0,4	50
	Maiuri mecanice (broască)	0,4	3— 4	0,5	25
Prafuri, nisipuri foarte fine, nisip fin prăfos sau argilos cu plasticitate redusă	Compactoare pe pneuri, grele	0,2 —0,3	8—10	2 —3	100—150
	Tăvălugi picior de oaie de 6 t	0,2	10—16	2,5—5	30— 40
	Tăvălugi picior de oaie de 16 t	0,2	8—12	1,5—2,5	25— 30
	Maiuri mecanice (broască)	0,3	3— 5	0,4	25— 30
Argilele cu plasticitate redusă sau medie, argile nisipoase sau prăfoase	Compactoare pe pneuri, grele	0,2—0,3	10—12	2 —3	100—150
	Tăvălugi picior de oaie de 6 t	0,2	10—14	4,5	30— 40
	Tăvălugi picior de oaie de 16 t	0,2	8—12	1,5	25— 30
	Maiuri mecanice (broască)	0,3	4— 5	0,4	20
Argile cu plasticitate ridicată	Compactoare pe pneuri grele	0,2 —0,3	12—14	2 —3	60—100
	Tăvălugi picior de oaie de 16 t	0,2	8—14	1,5—2,5	20— 30
	Maiuri mecanice (broască)	0,2	4— 6	0,4	15— 20

Pentru lucrările mai importante se impune determinarea precisă a parametrilor compactării, funcție de utilajele alese, pe piste experimentale.

În majoritatea cazurilor pernele din nisip se compactează prin cilindri netezi obișnuiți sau cu pneuri, cilindri vibratori și plăci vibratoare.

Cilindrii cu pneuri în comparație cu cilindrii netezi, la care presiunile pe teren sînt concentrate, asigură o repartiție mai uniformă a presiunilor, menținînd un timp mai îndelungat apăsările maxime asupra terenului, fapt care permite realizarea compactării în condiții mai bune.

Cilindrii vibratori produc vibrații circulare sau dirijate cu anumite frecvențe și amplitudini care sporesc efectul static al greutății cilindrului. Cu un compactor static de 12...16 t, caracterizat prin presiuni liniare pînă la 90 daN/cm, se realizează compactarea unui strat afînat de cca 30 cm grosime, pe cînd cu un compactor vibrator de 4 t se compactează optim straturi de 50 cm grosime și chiar mai mult.

Plăcile vibratoare sînt acționate mecanic, hidraulic, electric sau pneumatic, iar deplasarea poate fi manuală, prin remorcare sau suspendare. Cele mai răspîndite plăci vibratoare sînt cele avînd motor cu ardere internă și acționare mecanică. După greutate, se disting plăci ușoare (0,1...2,0 t), mijlocii (2...4 t) și grele (4...8 t).

Pernele din balast sau piatră spartă, utilizate în general la scară redusă în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, se pot executa cu cilindri compresori netezi, cilindrii cu pneuri, cilindrii vibratori și plăci vibratoare.

Pentru realizarea pernelor din pămînturi prăfoase-argiloase-nisipoase pot fi utilizați : cilindrii cu crampoane, cilindrii cu pneuri, cilindrii compresori netezi și maiurile mecanice.

Cilindrii cu crampoane compactează straturi pe o grosime egală cu lungimea cramponului (20...40 cm). La ieșirea din pămînt a crampoanelor, acestea au tendința de a afîna stratul din suprafață, din care cauză, pentru finisare se realizează o compactare cu cilindrul neted.

În cazul pămînturilor loessoide, utilizarea cilindrilor picior de oaie nu are efecte pozitive ca la alte pămînturi și acestea se pot prevedea numai la începerea procesului de compactare în vederea sfărîmării bulgărilor de pămînt. Ulterior îndesarea urmează a se face cu ajutorul cilindrilor netezi sau cu pneuri. Este recomandabil, de asemenea, ca primele și ultimele două treceri ale utilajului de compactare să se efectueze cu viteze reduse, în acest fel obținîndu-se, așa după cum s-a observat la o serie de lucrări, o calitate mai bună a umpluturilor.

În unele cazuri este preferabilă adoptarea unui sistem de compactare a straturilor așternute prin utilajele de transport a pămîntului. Acest sistem de lucru a fost adoptat aproape general la realizarea digurilor din lungul Dunării, rezultatele obținute fiind cele scontate. În acest scop s-au stabilit scheme de mișcarea utilajelor de transport al pămîntului.

Compactarea cu tractoare pe șenile este în general mai scumpă și grosimea de îndesare nu este mare.

18.6. AMENAJAREA PĂMÎNTURILOR DE FUNDAȚIE LOESSOIDE ALE DIGURILOR ȘI BARAJELOR DIN PĂMÎNT

Pămînturile de fundație loessoide suferă tasări la inundare, localizate eventual numai în anumite zone, care pot afecta construcțiile executate, spre deosebire de tasările cu un același ordin de mărime desfășurate pe suprafețe

mari și dezvoltate treptat, ce se produc la terenurile de fundație cu consistență redusă care au urmări mai puțin nocive asupra comportării rambleelor.

Pentru preluarea în bune condiții a tasărilor terenului de fundație, unii autori recomandă executarea rambleelor dintr-o masă de pămînturi mai plastice, realizată la umidități superioare celei optime, bineînțeles într-o anumită stare, astfel ca să nu fie afectate caracteristicile de rezistență și permeabilitate. În practica noastră, avîndu-se în vedere faptul că pămînturile de fundație slabe, inclusiv loessurile inundate, nu pot suporta umpluturi cu taluzuri abrupte, se renunță deseori la condiția respectării umidității optime și realizării unei stări de îndesare maximă. În această situație, se ușurează condițiile de execuție și în același timp se realizează umpluturi mai plastice capabile, așa cum s-a arătat, să preia tasările pronunțate ale terenului de fundație.

T u r n b u l l, pe baza practicii sale obținute mai ales în urma realizării sistemului de irigații din Nebraska, în perimetrul căruia s-au executat 44 baraje, consideră rațională realizarea unor umpluturi bine compactate în starea de umiditate optimă, deși nu exclude și posibilitatea utilizării de umpluturi mai puțin rigide care să poată prelua, în condiții satisfăcătoare, deformațiile diferențiate ale terenului de fundație. În general, barajele acestui sistem de irigații din America au confirmat posibilitatea realizării lor pe pămînturi de fundație susceptibile la tasări pronunțate. De exemplu, un baraj de cca 13 m înălțime, a suferit tasări locale pînă la aproximativ 1,5 m, putînd să rețină apa la cota necesară. La un alt baraj înalt de cca 13 m, tasările în timpul execuției sale, generate de infiltrațiile de apă provenite din precipitații, au provocat crăpături cu deschideri pînă la 6 cm, pentru astuparea cărora nu s-au luat măsuri cu un caracter deosebit ([41]).

Pentru anihilarea sensibilității la umezire și prevenirea producerii de prăbușiri ale terenului, ulterior terminării execuției barajelor sau digurilor, se poate recurge la metoda inundării prealabile a pămîntului de fundație. În această situație se va ține seama că inundările anihilează tasările numai la pămînturile de fundație sub o anumită adîncime, de la care sarcina geologică realizează presiunea necesară compactizării. Pînă la această adîncime tasările pămîntului umezit se produc din cauza presiunii exercitate de construcție și dacă aceasta nu se realizează la un scurt interval de la inundare, efectul umezirii respective diminuează. În consecință este necesară adoptarea de măsuri care să permită inundarea continuă sau la scurte intervale a pămîntului de fundație în decursul executării lucrărilor. Acest procedeu, așa cum s-a constatat și la realizarea sistemului de irigație din Nebraska, este însă scump și în practica lucrărilor noastre abordarea sa nu a fost avută în vedere.

În baza vastelor lucrări de irigații realizate sub egida biroului american de hidroameliorații în bazinul fluviului Missuri, H o l z și H i l f propun o metodă empirică privind aprecierea pămînturilor de fundație loessoide ale barajelor pînă la cca 16 m înălțime, concretizată prin graficul din figura 18.7. Pe ordonata acestui grafic este figurat raportul în procente, D, dintre greutatea volumică maximă a scheletului pămîntului de fundație natural și greutatea volumică maximă, ce se poate obține pentru acest teren prin compactarea după metoda Proctor, iar pe abscisă diferențele dintre umiditatea optimă de compactare și cea naturală ($w_{opt} - w_{nat}$). Dacă punctele fixate pe grafic funcție de caracteristicile arătate cad în zona din stînga liniei de demarcație AB, în care este trasată curba 1, se poate considera că prin executarea de baraje cu înălțime mică, pînă la 16 m, tasările terenului de fundație vor fi reduse,

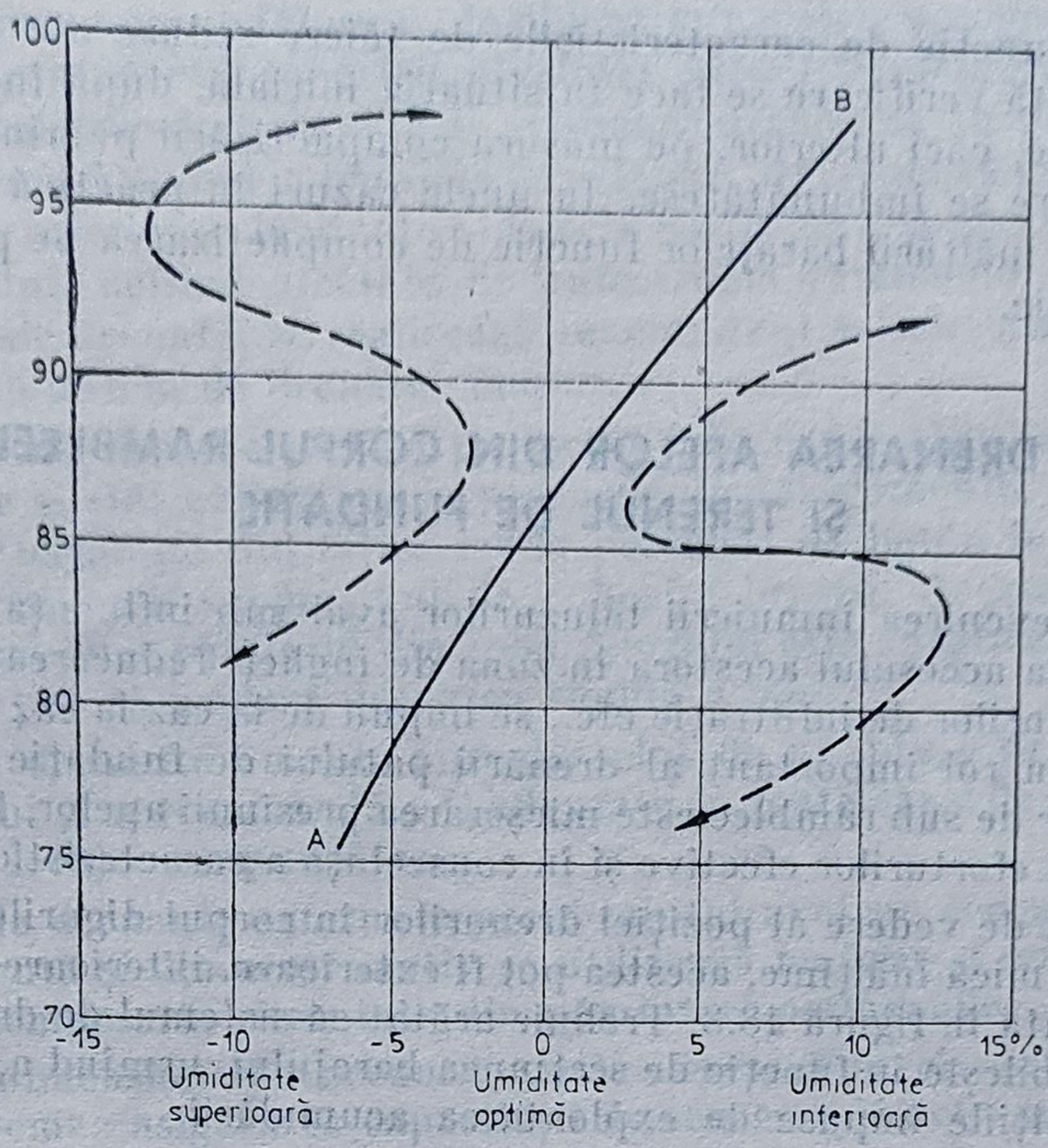


Fig. 18.7 — Grafic pentru aprecierea comportării pământurilor de fundație la barajele de mică înălțime

nefiind astfel necesară amenajarea acestuia, iar în cazul situării punctelor, fixate prin caracteristicile respective, în zona din dreapta liniei AB, unde este trasată curba *2*, pământul de fundație este susceptibil la importante tasări sub influența umezirii și în consecință trebuie luate măsuri corespunzătoare ([17]).

Tasările pronunțate ale terenului de fundație ridică o serie de probleme în legătură cu amenajarea diferitor construcții de deservire ale barajelor de pământ: descărcătorii de ape mari, golirile de fund etc. Așezarea acestora pe pământuri amenajate mai compacte sau realizarea în dreptul lor a unor fundații de adîncime coborîte pe straturi mai rezistente și insensibile la umezire, nu este posibilă în majoritatea cazurilor din cauza regimului de tasare uniform ce trebuie realizat în amplasamentul barajului. De exemplu, o eventuală așezare a golirii de fund pe fundații de adîncime coborîte în pământuri incompresibile, este legată de riscul producerii sub acesta de goluri rezultate din cauza tasărilor produse în masa înconjurătoare a pământului din baraj ș.a.m.d. În consecință, aceste construcții realizate în mare parte din beton trebuie să preia fără deformații, în paralel cu barajul din pământ, tasările terenului de fundație. Măsurile prevăzute în practica noastră pentru astfel de construcții s-au soldat totdeauna cu rezultate pozitive. În majoritatea cazurilor aceste măsuri au fost: mutarea construcțiilor de deservire în zonele cu tasări mai reduse ale terenului de fundare, asigurarea unei flexibilități corespunzătoare a construcției (de exemplu a golirii de fund tubulare), astfel ca să poată fi preluată fără degradări tasarea terenului etc.

Slăbirea la umezire a pământului de fundație, care generează producerea de tasări, trebuie avută în vedere și la aprecierea stabilității de ansamblu a lucrării. În consecință, la barajele mai înalte se impune verificarea stabilității

taluzurilor în funcţie de caracteristicile de tăiere reduse ale pămîntului de fundaţie. Această verificare se face în situaţia iniţială, după începerea procesului de umezire, căci ulterior, pe măsura compactizării pămîntului, caracteristicile de tăiere se îmbunătăţesc. În unele cazuri în practică se impune un anumit ritm al înălţării barajelor funcţie de compactizarea pe parcurs a terenului de fundaţie.

18.7. DRENAREA APELOR DIN CORPUL RAMBLEELOR ȘI TERENUL DE FUNDAȚIE

Pentru prevenirea înmuierii taluzurilor aval sub influenţa apelor de infiltraţie, oprirea accesului acestora în zona de îngheţ, reducerea acţiunii defavorabile a curenţilor de infiltraţie etc., se impun de la caz la caz drenări corespunzătoare. Un rol important al drenării patului de fundaţie şi în general al pămînturilor de sub ramblee este micşorarea presiunii apelor, favorizîndu-se astfel creşterea eforturilor efective şi în consecinţă a caracteristicilor de tăiere.

Din punct de vedere al poziţiei drenurilor în corpul digurilor şi barajelor din pămînt de mică înălţime, acestea pot fi exterioare, interioare şi combinate, aşa cum se arată în figura 18.8. Trebuie arătat că sistemul de drenare cel mai potrivit se stabileşte în funcţie de secţiunea barajului, urmînd a se ţine seama de toate condiţiile impuse de exploatarea acumulării.

Saltelele drenante sînt avantajoase, deoarece pot fi folosite concomitent atît la drenarea corpului barajului, cît şi a pămîntului din fundaţie. În schimb, controlul curbei de depresie, pentru evitarea ieşirii acesteia pe taluzul aval, este nesigur, datorită anizotropiei materialului compactat. Acest fenomen poate avea loc atunci cînd $k_h/k_v > 4 \ldots 9$ în care k_h este coeficientul de filtraţie pe orizontală al pămîntului din rambleu, iar k_v acelaşi coeficient pe verticală.

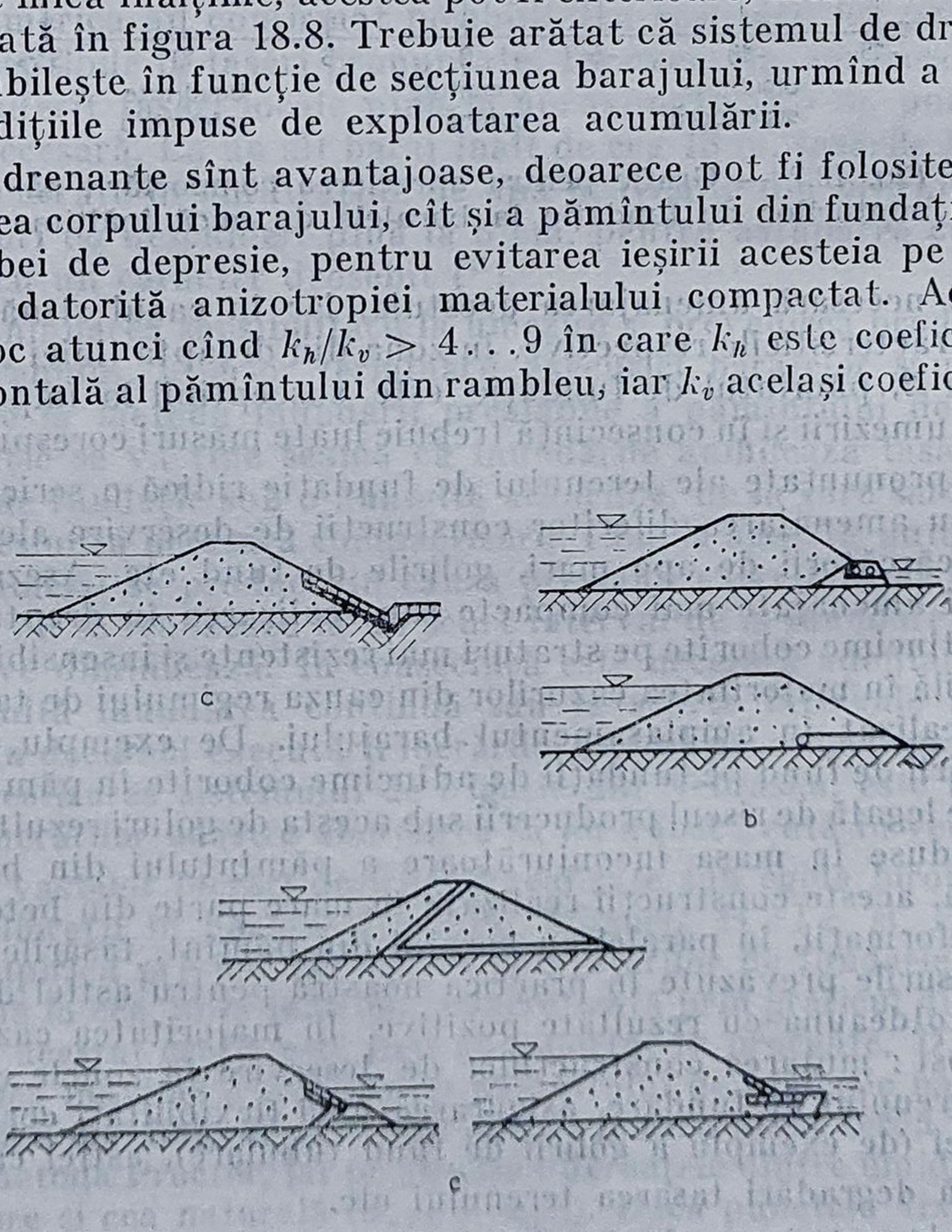


Fig. 18.8 — Reprezentarea schematică a sistemelor de drenare din corpul digurilor şi barajelor din pămînt de mică înălţime :
a — exterioare ; *b* — interioare ; *c* — combinate

Prismele drenante se folosesc, de obicei, la barajele omogene și pe fundații impermeabile, cu scopul coborîrii nivelului curbei de depresie. În acest caz controlul efectului de drenare este de asemenea nesigur și, în general, prismele drenante se prevăd numai la barajele cu retenție permanentă mică.

Drenurile interioare înclinate sînt cele mai sigure și mai eficiente pentru corpul barajului, nefiind afectate de anizotropia rambleului. În cazul că și fundația trebuie drenată, se realizează concomitent saltele orizontale, formîndu-se astfel un sistem de drenare compus.

Sistemele de drenare pentru protecția taluzurilor sînt independente de cele interioare și sînt obligatorii la pereurile de anrocamente, pentru evitarea antrenării materialului din taluz, iar la pereurile de beton în vederea preîntîmpinării producerii subpresiunii la coborîre bruscă. Acestea nu sînt însă necesare atunci cînd pămîntul din zona taluzului este constituit din materiale grosiere care pot să asigure drenarea rapidă a apei.

Prismele drenante amonte sînt deosebit de avantajoase pentru stabilitatea taluzului și se recomandă a fi adoptate în toate cazurile cînd se dispune de material local corespunzător.

Straturile drenante așternute peste taluzul aval nu reprezintă o măsură tehnică eficientă și din acest motiv se utilizează mai rar și numai la barajele cu retenție temporară, executate din pămînturi permeabile.

Pentru dimensionarea drenurilor este necesară rezolvarea concomitentă a două probleme : asigurarea capacității de scurgere și determinarea granulometriei materialului din dren pentru asigurarea funcționării și stabilității în timp, așa cum s-a arătat la 6.5.

Lungimile (L) saltelelor drenante se pot aprecia după cum urmează :

— pentru raportul dintre coeficientul de permeabilitate pe orizontală a umpluturii de pămînt k_h și cel pe verticală k_v, apropiat de unitate, $L = 0{,}12\,H$, în care H este înălțimea retenției de apă ;

— pentru $k_h/k_v = 4$ $L = 0{,}4\,H$; (18.15)

— pentru $k_h/k_v = 9$ $L = 1{,}15\,H$. (18.16)

Grosimea saltelelor (t) rezultă din calculul scurgerii hidraulice prin medii poroase, cu relația cunoscută $Q = k \cdot i \cdot S$ în care k este coeficientul de filtrație al saltelei, i gradientul hidraulic egal cu raportul dintre grosimea și lungimea saltelei, iar S secțiunea transversală a saltelei.

Concomitent se ține seama și de condițiile de stabilitate ale drenului, pentru a se constata dacă sînt necesare mai multe straturi filtrante. În general, se admite o dimensionare mai largă, grosimea minimă a saltelei cu un singur strat fiind $t = 80 \ldots 90$ cm. În celelalte cazuri cu $2 \ldots 3$ straturi, grosimea minimă a fiecăruia este de $35 \ldots 50$ cm.

La capătul aval al saltelelor sînt necesare tuburi colectoare, găurite sau cu rosturi, pentru colectarea și evacuarea apelor în mod controlat. Diametrul minim al tuburilor este $15 \ldots 30$ cm și crește dinspre versanți spre talveg. Evacuarea în afară se face prin conducte închise, care constituie, în timpul exploatării, puncte de observație asupra modului de funcționare a drenului.

Grosimea drenurilor înclinate se determină în același mod ca la saltelele orizontale și este determinată de panta drenului, permeabilitatea k_d a drenului și cea a pămîntului din rambleu k_t. O serie de grosimi informative a acestor drenuri înclinate sînt date în tabelul 18.4.

TABELUL 18.4

GROSIMEA STRATURILOR DRENANTE ÎNCLINATE

Panta drenului	k_a/k_i		
	10	40	100
1 : 1	$H/5$	$H/30$	$H/60$
1 : 2	$H/4$	$H/25$	$H/50$
1 : 3	$H/3$	$H/20$	$H/30$

În cazul unei execuţii mecanizate, grosimea minimă măsurată pe orizontală trebuie să fie 2,5 . . .3 m, pentru a se permite accesul utilajelor.

Straturile drenante exterioare se pot prelungi pe suprafaţa terenului aşa cum se arată în figura 18.9 în care caz ele prezintă un efect de stabilizare sub acţiunea greutăţii lor asupra pămîntului din aval şi în acelaşi timp reduc presiunea apei izvorîte prin straturile superficiale.

În cazul unor pămînturi de fundaţie puţin permeabile spre suprafaţă, drenurile exterioare şi cele interioare trebuie înlocuite prin tranşee sau puţuri filtrante, aşa cum se va arăta în continuare.

În tranşee se prevăd de obicei tuburi perforate, aşezate la o adîncime suficientă care să permită interceptarea straturilor purtătoare de ape subterane. Adîncimea minimă a tranşeelor se admite de cca 1,20 m iar lăţimea 0,50 ... 1,0 m, în funcţie de dimensiunile tuburilor drenante. Aceste tuburi cu diametre de minimum 15 cm se înconjură cu straturi filtrante, pentru a se preveni colmatarea prin materialul antrenat de apă. În locul tuburilor, tranşeele pot fi umplute numai cu material grosier drenant, aşezat în straturi după principiul filtrelor inverse.

Cînd stratul de pămînt impermeabil dinspre suprafaţa terenului are o grosime mai mare de 2 . . .3 m, executarea de tranşee devine prohibitivă şi în acest caz reducerea presiunii hidrostatice din stratul permeabil din adîncime se realizează în condiţiile cele mai economice cu ajutorul unei linii de foraje verticale drenante sau puţuri. Aşa după cum s-a constatat în practică, drenarea apelor din straturile permeabile din aval de baraj, cînd acestea sînt acoperite cu straturi permeabile, reprezintă o condiţie importantă. Recomandarea lui A r t h u r în această privinţă ([43]) ca drenarea respectivă să se execute în majoritatea cazurilor, cînd grosimea stratului impermeabil este mai mică decît coloana de apă reţinută de barajul de înălţime mică, pare exagerată. În practica noastră cu mari volume de îndiguire, inclusiv cea de scoaterea de sub inundaţie, aproape în mod integral a luncii Dunării, am ţinut seama de faptul că straturile argiloase din suprafaţă, independent de aspectul lor im-

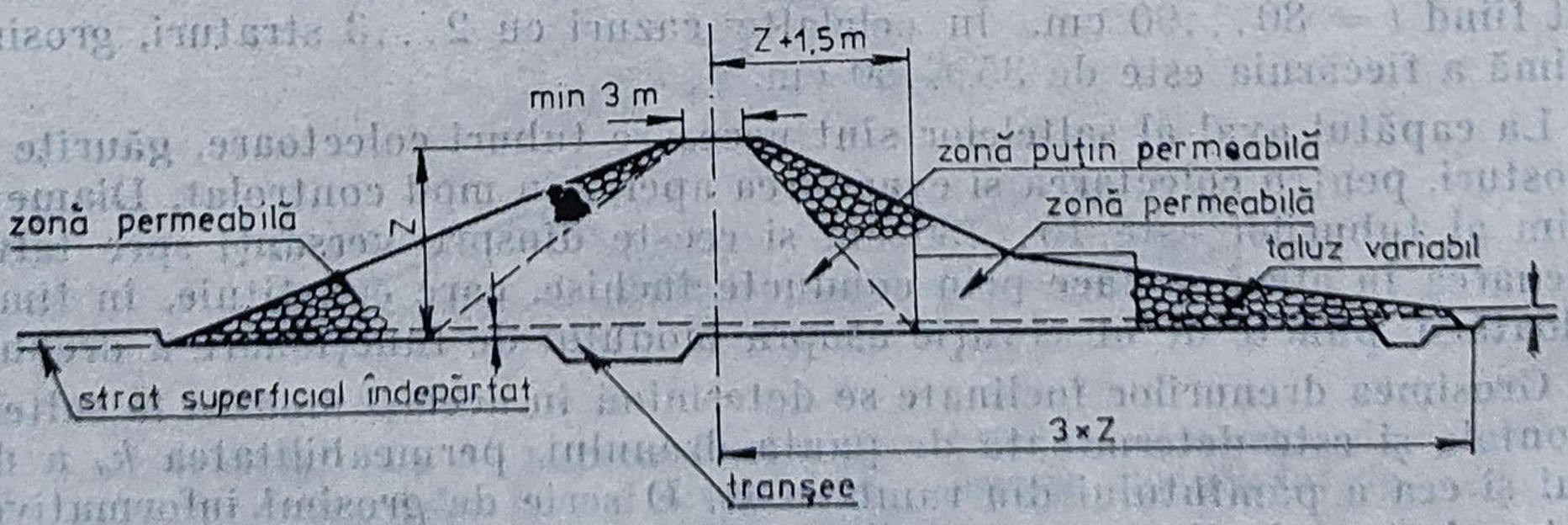


Fig. 18.9 — Dren exterior prelungit peste suprafaţa terenului din aval

permeabil, dădeau posibilitatea apelor aflate în pămînturile nisipoase să se ridice la suprafață prin diferite fisuri, urme de rădăcini, zone mai afînate etc. reducîndu-și astfel în mod substanțial presiunea.

Condițiile mai importante în legătură cu executarea forajelor drenante sau a puțurilor pentru micșorarea subpresiunii sînt următoarele:

1. Puțurile trebuie să pătrundă în stratul permeabil aflat sub pămînturile argiloase din suprafață, astfel ca formațiunile permeabile și impermeabile aflate deasupra planului asupra căruia acționează presiunea apei denivelate să poată rezista la împingerea acesteia. De obicei o adîncime a puțurilor egală cu înălțimea barajului se poate considera satisfăcătoare. În general, în majoritatea cazurilor cînd este posibil, puțurile trebuie să străbată întreg stratul permeabil. Încercările de laborator au arătat că o încastrare de cca 50% din grosimea stratului permeabil reduce mult din capacitatea de captare a drenurilor, iar o micșorare a încastrării la cca 25% dăunează și mai mult eficacitatea combaterii acțiunii apelor. În acest ultim caz, dacă terenul permeabil este stratificat și permeabilitățile sînt mai mari în partea inferioară, reducerea urmărită a presiunii hidrostatice prin puțuri de mică adîncime nu se mai realizează în mod practic ([34]).

2. Puțurile trebuie să fie situate la distanțe mici pentru a putea drena în condiții satisfăcătoare apa și reduce presiunea acesteia. O serie de autori propun diferite metode practice privind stabilirea distanței dintre puțuri, dar rezultatele obținute sînt aproximative, mai ales în cazul studiilor mai sumare pentru retențiile de mică înălțime și în consecință datele obținute prin calcule trebuie considerate ca atare. În mod practic, distanțele dintre puțuri se cuprind între 1,5 și 3,0 m, îndesindu-se în caz de necesitate, posibilitatea de intervenție ulterioară fiind un avantaj al sistemului respectiv.

3. Puțurile trebuie să opună o mică rezistență la pătrunderea apelor, în care scop este recomandabilă adoptarea unui diametru minim de cca 15 cm. În jurul puțurilor se prevede un strat filtrant care trebuie să satisfacă condițiile arătate la 6.5. În vederea măririi capacității de captare a puțurilor, M i h ă i l e s c u F l o r i n din cadrul I.S.P.I.F. a propus un nou sistem de orificii în pereții acestora, rezultatele obținute fiind cele scontate. În linii generale raportul dintre diametrul corespunzător procentului de 85% al stratului filtrant față de diametrul orificiilor, sau față de latura mică a acestora, este recomandabil să fie mai mic de 2. Stratul filtrant trebuie prelungit cca 1...1,5 m deasupra zonei de coloană găurită, iar în continuare spre suprafața terenului se prevede o umplutură impermeabilă, care să preîntîmpine antrenarea de impurități din exterior. După terminarea execuției, aceste puțuri trebuie curățate și supuse la pompări, astfel ca să fie evacuate toate particulele fine din jurul lor.

18.8. PREVENIREA SUFOZIEI PĂMÎNTURILOR NISIPOASE DIN FUNDAȚIE. ANTERADIERELE IMPERMEABILE

În cazul unor pămînturi de fundație nisipoase, începînd chiar de la suprafața terenului, există pericolul antrenării acestora sub influența apelor de infiltrație. Verificarea stabilității pămînturilor contra acestor fenomene de degradare se face de obicei cu formula lui Lane, confirmată de o practică îndelungată și anume:

$$L_0 = L_{vert} + \frac{1}{3} L_{oriz} > C_0 H \qquad (18.17)$$

în care: L_0 este lungimea traiectoriei apelor de infiltrație sub baraj, la care nu se produc fenomene de antrenare;

L_{vert} — lungimea porțiunilor de traiectorie verticale;

L_{oriz} — lungimea porțiunilor de traiectorie orizontale;

C_0 — coeficientul patului, a cărui valori sînt date în tabelul 18.5;

H — înălțimea coloanei de apă barată.

Este necesar ca L_0 obținut, să fie înmulțit cu un coeficient de siguranță $n = 2...3$.

TABELUL 18.5

VALORILE COEFICIENTULUI C_0 DIN FORMULA LUI Lane

Denumirea pămîntului	C_0
Nisipuri foarte fine; mîluri slabe	8,5
Nisip fin	7
Nisip mediu	6
Nisip grosier	5
Pietriș fin	4
Pietriș mediu	3,5
Nisip grosier cu pietriș	3
Argilă moale	3
Bolovăniș cu pietriș	2,5
Argilă de consistență medie	2
Argilă tare	1,8
Argilă foarte tare	1,6

O metodă uzuală de alungire a traiectoriei apelor de infiltrație impusă de condiția lui Lane este prevederea de anteradiere impermeabile. Grosimea minimă a acestora poate ajunge la cca 1,0 m iar în zona de racordare cu barajul se mărește, ajungînd la 1,20—2,0 m funcție de înălțimea coloanei de apă. În practica americană lungimea maximă a anteradierelor se ia de 10 ori presiunea apei H, însă mai frecvent se admite lungimea $(6...8) \times H$.

Terenurile acoperite cu straturi de pămînt argiloase, care constituie radiere naturale, trebuie să fie curățite de copaci și alte vegetații. Porțiunile mai afînate din zona respectivă sau cu diferite goluri vor trebui cilindrate și plombate cu pămînturi impermeabile. Înlăturarea radierelor naturale pentru obținerea de materiale necesare realizării digurilor sau barajelor va fi evitată sub orice formă.

Este necesar să se aibă în vedere că în frecvente cazuri anteradierele nu înlătură complet pericolul sufoziei. Deși din punct de vedere teoretic ar trebui să se preîntîmpine complet pericolul antrenării pămînturilor, în unele cazuri prin anteradiere se obțin numai remedieri parțiale, mai ales la terenurile de fundație neomogene stratificate, care favorizează scurgerea apelor prin anumite zone mai permeabile.

În cazul digurilor care rețin ape tulburi se constată deseori formarea de depuneri, care îmbunătățesc în mod substanțial condițiile de lucru ale anteradierelor. Procesul respectiv de formare a depunerilor este posibil atunci cînd digurile sînt retrase la oarecare distanțe față de albia minoră.

18.9. TALUZURI UZUALE LA DIGURI ȘI BARAJE DE MICĂ ÎNĂLȚIME. SECȚIUNI CARACTERISTICE

În tabelul 18.6 sînt prezentate taluzurile recomandate cu caracter informativ pentru diguri și baraje avînd înălțimile de 5,0 ; 7,0 ; 9,0 și 12,0 m, așezate pe nisipuri fine, nisipuri prăfoase argiloase, prafuri argiloase și argile, notate convențional în tabel : pămînturi de categoria I și respectiv a II-a, a III-a și a IV-a. Aceleași categorii de pămînt sînt utilizate ca material de construcție, pus în operă la umidități ridicate, superioare celei optime.

TABELUL 18.6

PANTELE TALUZURILOR DIGURILOR ȘI BARAJELOR REALIZATE DIN PĂMÎNTURI CU UMIDITATE SUPERIOARĂ CELEI OPTIME DE COMPACTARE ȘI AMPLASATE PE TERENURI CU CONSISTENȚĂ SCĂZUTĂ

Înălțime dig-baraj	Pămînt rambleu / Pămînt fundație									
		I...II / I...IV	III / I	III / II	III / III	III / IV	IV / I	IV / II	IV / III	IV / IV
5,0	Taluzuri aval	1:3	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,0	1:2,0
7,0	calculate cu	1:3	1:3	1:3,0	1:3,0	1:3,0	1:2,5	1:2,5	1:2,0	1:2,0
9,5	coeficientul de si-	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5
12,0	guranță $\eta = 1,5$	1:3,5	1:4,0	1:4,0	1:4,0	1:4,0	1:4,5	1:4,5	1:4,5	1:4,5
5,0	Taluzuri amonte		1:3,0	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,0	1:2,0	1:2,0	1:2,0
7,0	calculate cu		1:4,0	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,5	1:3,0	1:2,5	1:2,5
9,5	coeficientul de		1:4,5	1:4,0	1:4,0	1:4,0	1:4,0	1:3,5	1:3,0	1:3,0
12,0	siguranță $\eta = 1,3$		1:4,5	1:4,5	1:4,5	1:4,5	1:4,5	1:4,0	1:4,0	1:4,0

Caracteristicile de tăiere ale pămînturilor din fundație, avute în vedere la calculele pentru obținerea datelor din tabelul 18.6 s-au admis : $\Phi = 20°$ și $c = 0,05$ daN/cm² la nisipuri prăfoase argiloase (categoria a II-a), $\Phi = 17°$ și $c = 0,15$ daN/cm² la prafuri argiloase (categoria a III-a) și $\Phi = 14°$ iar $c = 0,20$ daN/cm² la argile (categoria a IV-a). Pentru nisipuri categoria I s-a admis $\Phi = 28°$ și $c = 0$.

Greutatea volumică în stare saturată γ_{sat} și caracteristicile de tăiere ale pămînturilor utilizate ca material de construcție, puse în operă la umidități mai mari ca cea optimă, care au fost utilizate la calculele pentru determinarea taluzurilor prezentate mai sus, sînt arătate în tabelul 18.7.

Caracteristicile de tăiere din tabelul 18.7 corespund pămînturilor din lunci, unde aducerea acestora în stare de umiditate optimă este dificilă.

TABELUL 18.7

GREUTATEA VOLUMICĂ ÎN STARE SATURATĂ ȘI CARACTERISTICILE DE TĂIERE ALE PĂMÎNTURILOR UTILIZATE CA MATERIAL DE CONSTRUCȚIE

Pămînt	Greutatea volumică în stare saturată γ_{sat}, t/m³	Unghi de frecare interioară Φ	Coeziunea c, daN/cm²
Nisip fin	1,9	31	0,05
Nisip prăfos-argilos	1,9	25	0,10
Praf argilos	1,9	18	0,06
Argilă prăfoasă	1,85	9	0,14

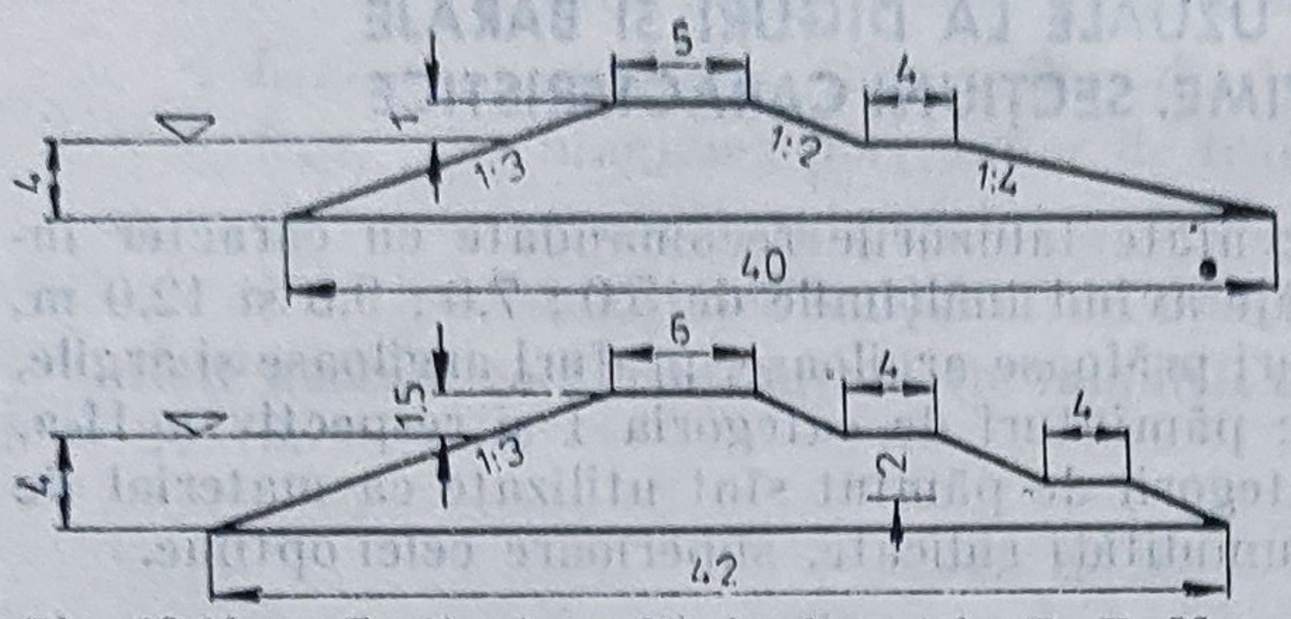


Fig. 18.10 — Secțiuni medii de diguri în R. P. Ungară pe Dunăre și Tisa

În cazul utilizării unor pămînturi compactate în stare de umiditate optimă, se aplică taluzuri diferite față de cele prezentate în tabelul 18.6 și care se determină prin calcule pe baza caracteristicilor de tăiere ale pămînturilor corespunzătoare umidității respective.

Taluzurile din tabelul 18.6 se pot avea în vedere numai în zone neafectate de cutremur și atunci cînd sînt luate măsuri de drenare a apelor de infiltrație din corpul rambleelor și terenul de fundație. În caz contrar se adoptă taluzuri mai dulci, care urmează a fi determinate prin calcule corespunzătoare arătate în acest capitol.

În lunca Dunării, caracterizată printr-o mare neomogenitate a pămînturilor ca teren de fundație și material de construcție, cu frecvente zone mîloase de consistențe scăzute sau nisipuri afuiabile sub acțiunea curentului apelor de infiltrație, digurile înalte pînă la 5...6 m realizate la umiditatea naturală și neprevăzute cu drenuri, au în majoritatea cazurilor taluzul dinspre apă 1 : 3, iar dinspre uscat 1 : 4. Înclinări asemănătoare de taluzuri sînt adoptate și la digurile din R. P. Ungară, ale căror secțiuni medii sînt arătate în figura 18.10 ([19]).

În practica americană a lucrărilor de îmbunătățiri funciare se au în vedere în mod frecvent indicațiile privind înclinarea taluzurilor din tabelul 18.8 ([13]).

Se constată în mod evident că taluzurile recomandate în tabelul 18.8 sînt mai dulci față de cele arătate în tabelul 18.6 care sînt asemănătoare celor utilizate în practica noastră.

În cele ce urmează se fac o serie de considerații generale privind secțiunile barajelor din pămînt de mică înălțime realizate în diferite condiții inginero-geologice.

Pămînturile de fundație argiloase subțiri, urmate la o adîncime mică față de suprafață de un pat impermeabil, se prevăd de obicei cu o tranșee la baza parametrului amonte sau în zona centrală a barajului, așa cum este arătat în figura 18.11. În cazul unei grosimi medii a pămînturilor permeabile

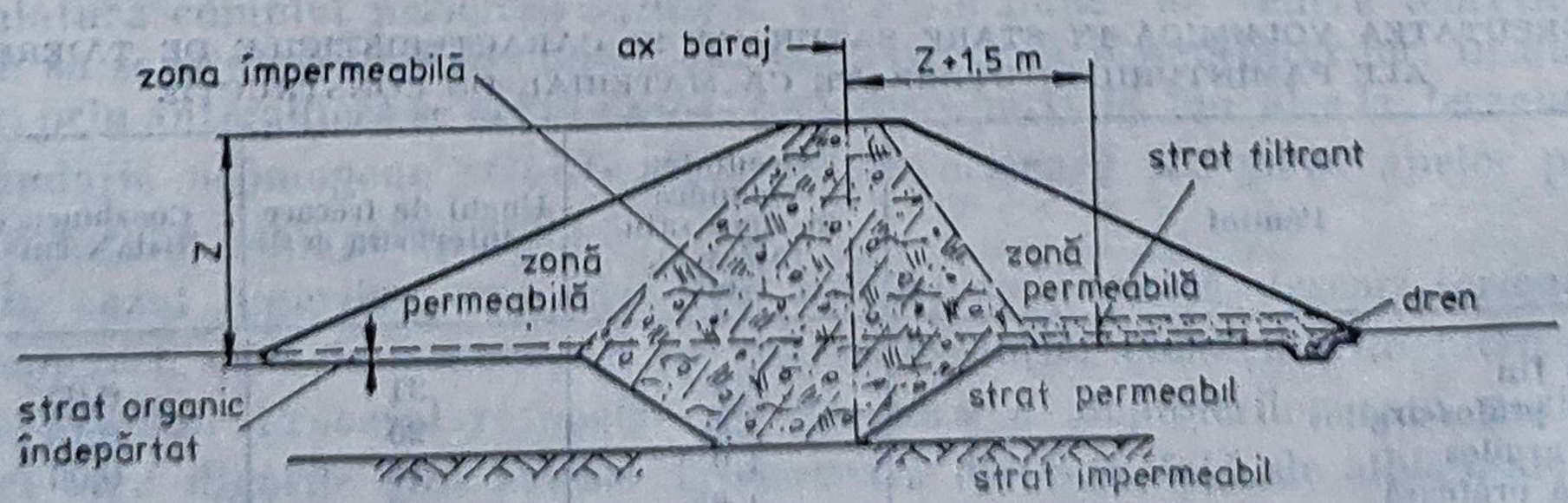


Fig. 18.11 — Baraj de pămînt prevăzut cu tranșee impermeabile

TABELUL 18.8

TALUZURILE BARAJELOR AȘEZATE PE PĂMÎNTURI SATURATE DE GRANULOZITATE FINĂ

Consistența	Număr de lovituri standard pentru introducere prin penetrare 30 cm	Natura pămîntului	Taluzuri pentru diferite înălțimi, m				
			15	12	9	6	3
Medie	4...10	N.P.	1:4,5	1:4	1:3	1:3	1:3
		N.A.	1:6	1:5	1:4	1:3	1:3
		$P.N_f$	1:6	1:5	1:4	1:3	1:3
		A.p.	1:6,5	1:5	1:4	1:3	1:3
		$P.N_p$	1:7	1:5,5	1:4,5	1:3,5	1:3
		A.g.	1:13	1:10	1:7	1:4	1:3
Vîrtoasă	11...20	N.P.	1:4	1:3,5	1:3	1:3	1:3
		N.A.	1:5,5	1:4,5	1:3,5	1:3	1:3
		$P.N_f$	1:5,5	1:4,5	1:3.5	1:3	1:3
		A.p.	1:6	1:4,5	1:3,5	1:3	1:3
		$P.N_p$	1:6,5	1:5	1:4	1:3	1:3
		A.g.	1:11	1:9	1:6	1:3	1:3
Tare	>20	N.P.	1:3,5	1:3	1:3	1:3	1:3
		N.A.	1:5	1:4	1:3	1:3	1:3
		$P.N_f$	1:5	1:4	1:3,5	1:3	1:3
		A.p.	1:5	1:4	1:3	1:3	1:3
		$P.N_p$	1:5,5	1:4	1:3	1:3	1:3
		A.g.	1:10	1:8	1:5,5	1:3	1:3

Observații :

În cazul unor pămînturi cu consistență moale, se impun încercări speciale.

Semnificația nomenclaturii utilizate în tabel este următoarea :

N.A. — Nisipuri argiloase, amestec de argilă cu nisip ;

N.P. — nisipuri prăfoase, amestec de praf cu nisip ;

A.p. — argile anorganice de plasticitate scăzută sau medie, argile cu pietriș, argile nisipoase, argile prăfoase ;

$P.N_f$ — prafuri anorganice și nispuri foarte fine ;

A.g. — argile anorganice cu plasticitate ridicată, argile grase ;

$P.N_p$ — prafuri anorganice, nisipuri sau prafuri micacee fine.

dinspre suprafață acestea se străbat printr-o perdea de impermeabilizare prezentată schematic în figura 18.12.

Dacă porțiunea din aval a barajului din pămînt este realizată din pămînturi necoezive cu o compoziție granulometrică asemănătoare cu cea a

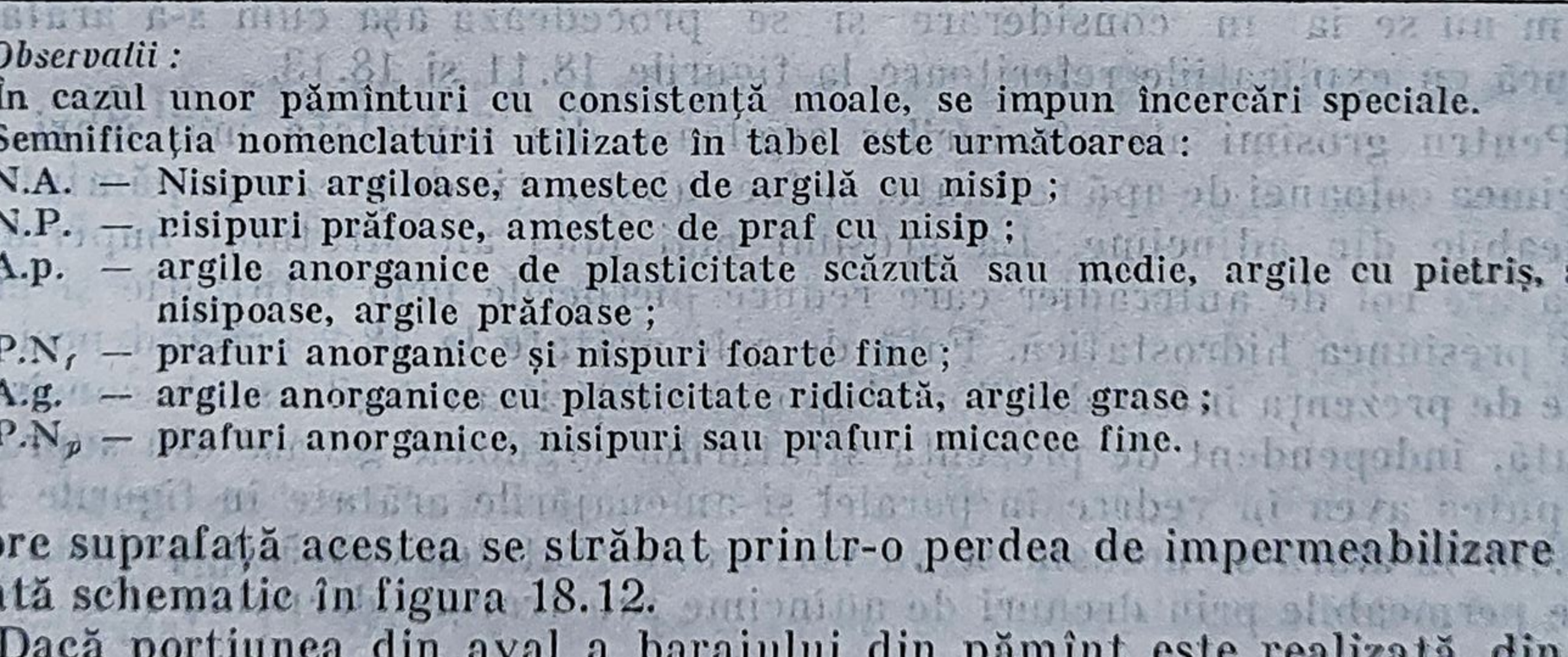


Fig. 18.12 — Baraj de pămînt cu perdea de impermeabilizare

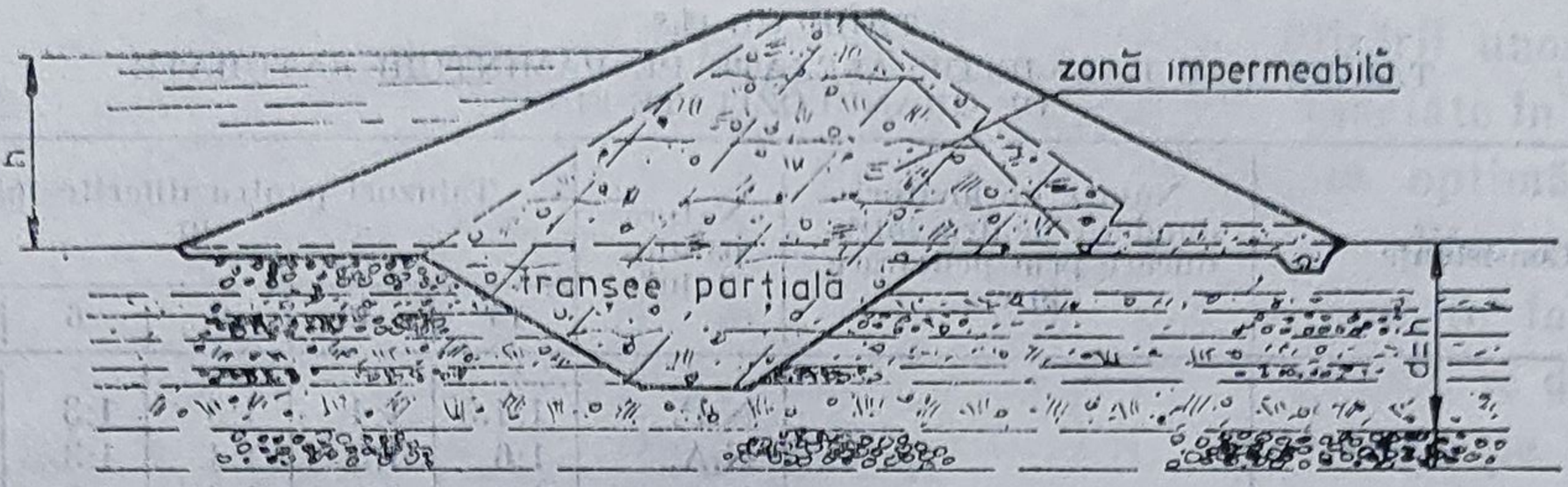


Fig. 18.13 — Pământ de fundație alcătuit din alternanțe de straturi permeabile și impermeabile

pământului de fundație, se poate renunța la executarea straturilor filtrante arătate în figurile 18.11 și 18.12.

Pintenii din pământuri argiloase parțiali, adică care nu sînt coborîți pînă la un pat impermeabil, prezintă eficacitate în cazul pământurilor de fundație stratificate caracterizate prin permeabilități diferite. Pintenul etanș va trebui oprit în straturile mai puțin permeabile, urmărindu-se ca intervalul dintre pământul cel mai permeabil aflat sub cota de încastrare a pintenului și suprafață să nu fie mai mic decît adîncimea apei din lac, așa cum se arată în figura 18.13. O metodă de amenajare uzuală care se impune la pământurile de fundație permeabile de grosimi mari, ce nu pot fi străbătute prin tranșee etanșe, constă din anteradiere realizate cu pământuri argiloase.

Prezența unor straturi impermeabile de suprafață cu grosimi mai mici de 1 m nu se ia în considerare și se procedează așa cum s-a arătat în legătură cu explicațiile referitoare la figurile 18.11 și 18.13.

Pentru grosimi ale straturilor argiloase din suprafață mai mari decît adîncimea coloanei de apă reținute, se face abstracție de prezența pământurilor permeabile din adîncime. La grosimi mai mici ale stratului impermeabil acesta are rol de anteradier care reduce pierderile prin infiltrație și micșorează presiunea hidrostatică. Față de cele arătate la 18.2 privind pericolele legate de prezența intercalațiilor nisipoase subțiri sau argiloase de consistență scăzută, independent de prezența straturilor argiloase groase din suprafață, s-ar putea avea în vedere în paralel și amenajările arătate în figurile 18.11 și 18.13. În afară de aceasta se va verifica necesitatea drenării apei din straturile permeabile prin drenuri de adîncime sau tranșee drenante (fig. 18.14),

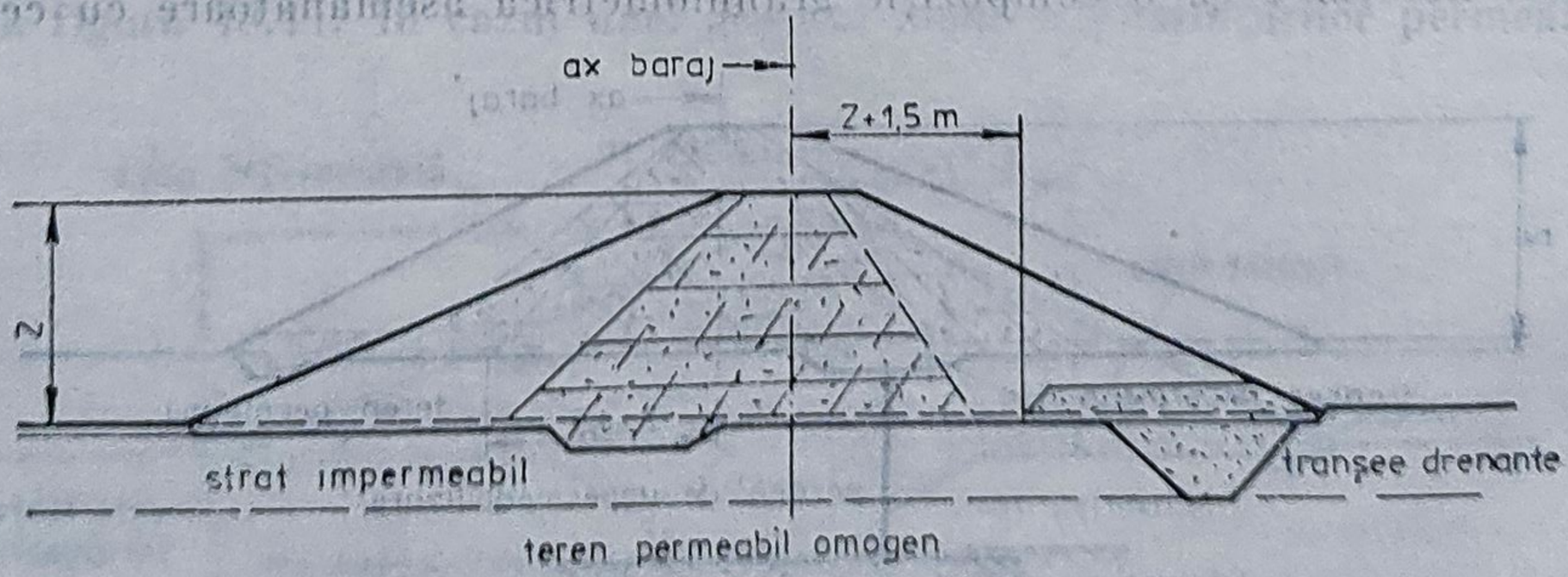


Fig. 18.14 — Strat superficial în grosime mai mică de 2...3 m străbătut de o tranșee drenantă

acestea din urmă nefiind însă eficace în cazul unor pămînturi permeabile cu stratificaţii argiloase.

În străinătate şi în ţara noastră se întîlnesc cazuri de baraje joase şi diguri executate numai din pămînturi permeabile. De obicei, se procedează însă la etanşarea acestora cu măşti exterioare şi nu cu nuclee subţiri, din următoarele motive:

— executarea umpluturii barajelor se poate desfăşura independent de cea a ecranului exterior;

— condiţiile atmosferice nu condiţionează în mod sensibil desfăşurarea lucrărilor în cazul pămînturilor necoezive;

— este uşoară depistarea unor eventuale avarii.

În literatura de specialitate se recomandă ca măştile de impermeabilizare de pe paramentul amonte să prezinte în partea superioară o grosime minimă de 0,75...1,0 m, iar în partea inferioară 1 : 4...1 : 8 din înălţimea coloanei de apă reţinută de baraj. Măştile impermeabile impun un taluz de minimum 1 : 3.

Deseori în practică se impune realizarea de baraje din diferite pămînturi — cu secţiuni neomogene. Avantajele mai importante ale acestui sistem sînt:

— realizarea de taluzuri mai abrupte;

— posibilitatea utilizării de pămînturi pronunţat permeabile;

— coborîrea apelor de infiltraţie din aval şi anihilarea presiunilor hidrostatice care iau naştere la coborîrea rapidă a apelor din retenţie.

18.10. EROZIUNEA MALURILOR LACURILOR DE ACUMULARE

În cazul unor acumulări mai importante, se impun aprecieri privind acţiunea de eroziune a valurilor asupra malurilor.

În continuare va fi expusă pe scurt metoda lui P î ş c h i n, de apreciere a acţiunii valurilor asupra malurilor înalte, neafectate de alunecări, omogene sau constituite din mai multe straturi.

Datele de bază în funcţie de care se poate aprecia acţiunea de eroziune a valurilor, după metoda lui P î ş c h i n, sînt: profilele transversale la scară nedeformată 1 : 200...1 : 500 pe care se figurează situaţia geologică; caracteristicile geotehnice ale pămînturilor; date asupra vitezei şi direcţiei vînturilor, nivelele caracteristice ale acumulării.

Pentru un mal constituit dintr-un singur fel de pămînt şi nivel constant de apă din acumulare, se procedează după cum urmează:

— se determină înălţimea valurilor cu formula:

$$h = 0{,}37\sqrt{D} \qquad (18.18)$$

în care D este lungimea de formare a valului în km;

— urmează stabilirea limitelor de spălare a valurilor, superioară a_1 şi inferioară a_2

$$a_1 = 0{,}5h \quad \text{şi} \quad a_2 = 1{,}5h \qquad (18.19)$$

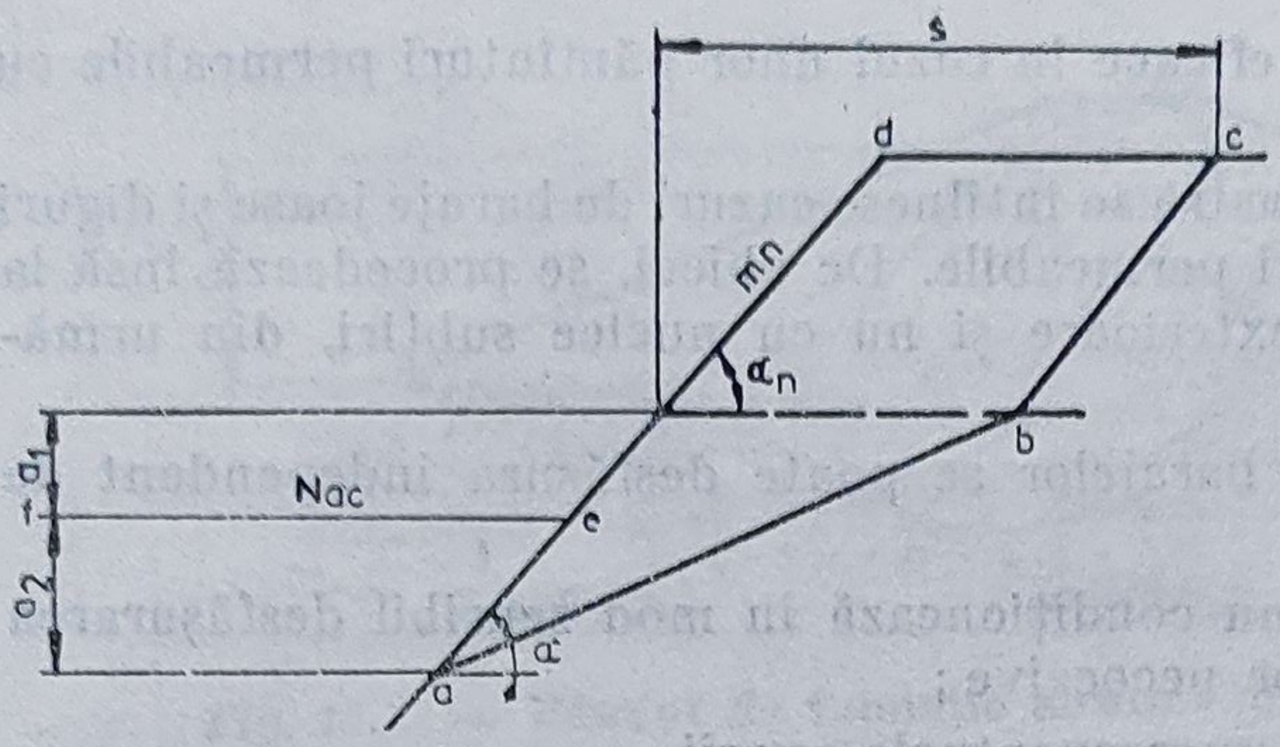


Fig. 18.15 — Determinarea lățimii finale de eroziune a unui mal constituit din același pămînt și acționat în condițiile unui nivel de apă constant

Mersul operațiunilor reiese clar din figura 8.15 în care linia *adc* reprezintă profilul inițial al taluzului, dreapta *fe* nivelul acumulării, dreapta *ab* profilul rezultat în urma acțiunii valurilor avînd înclinarea α stabilită cu ajutorul graficului din figura 18.16; dreapta *bc* trasată din punctul *b* care reprezintă înălțimea maximă pînă la care acționează valurile, este paralelă cu linia inițială de înclinare a malului *ad*, sau eventual se admite mai dulce în funcție de considerente geotehnice.

În final zona afectată prin acțiunea valurilor este dată de segmentul *S*.

În cazul unui mal omogen, constituit dintr-un singur fel de pămînturi și acumulare cu nivele variabile de apă, mersul operațiunilor se desfășoară în felul următor :

— se determină limitele de spălare superioară a_1 și inferioară a_2 cu formulele :

$$a_1 = 0{,}5h_1 \quad \text{și} \quad a_2 = 1{,}5h_2 \tag{18.20}$$

în care h_1 și h_2 sînt înălțimile de calcul ale valorilor pentru nivelele medii maxime și nivelul de exploatare într-o perioadă fără gheață.

Operațiunile grafice arătate în figura 18.17 se desfășoară în următoarea ordine :

— între punctul *a* de la baza taluzului și *b*, de pe linia orizontală ce împarte în două distanța pe verticală dintre nivelul de calcul mediu-maxim și cel de exploatare, se duce dreapta *ab* cu panta $1 : m_2$, corespunzător înălțimii valului h_2;

— între punctele *bc* se trasează dreapta corespunzătoare avînd panta $1 : m_1$ pentru înălțimea de val h_1; valorile m_1 și m_2 se determină cu ajutorul graficului din figura 18.16;

— se trasează dreapta *cd*, care reprezintă panta taluzului natural, obținîndu-se în final limita afectată prin acțiunea valurilor, care se exprimă prin segmentul *S*.

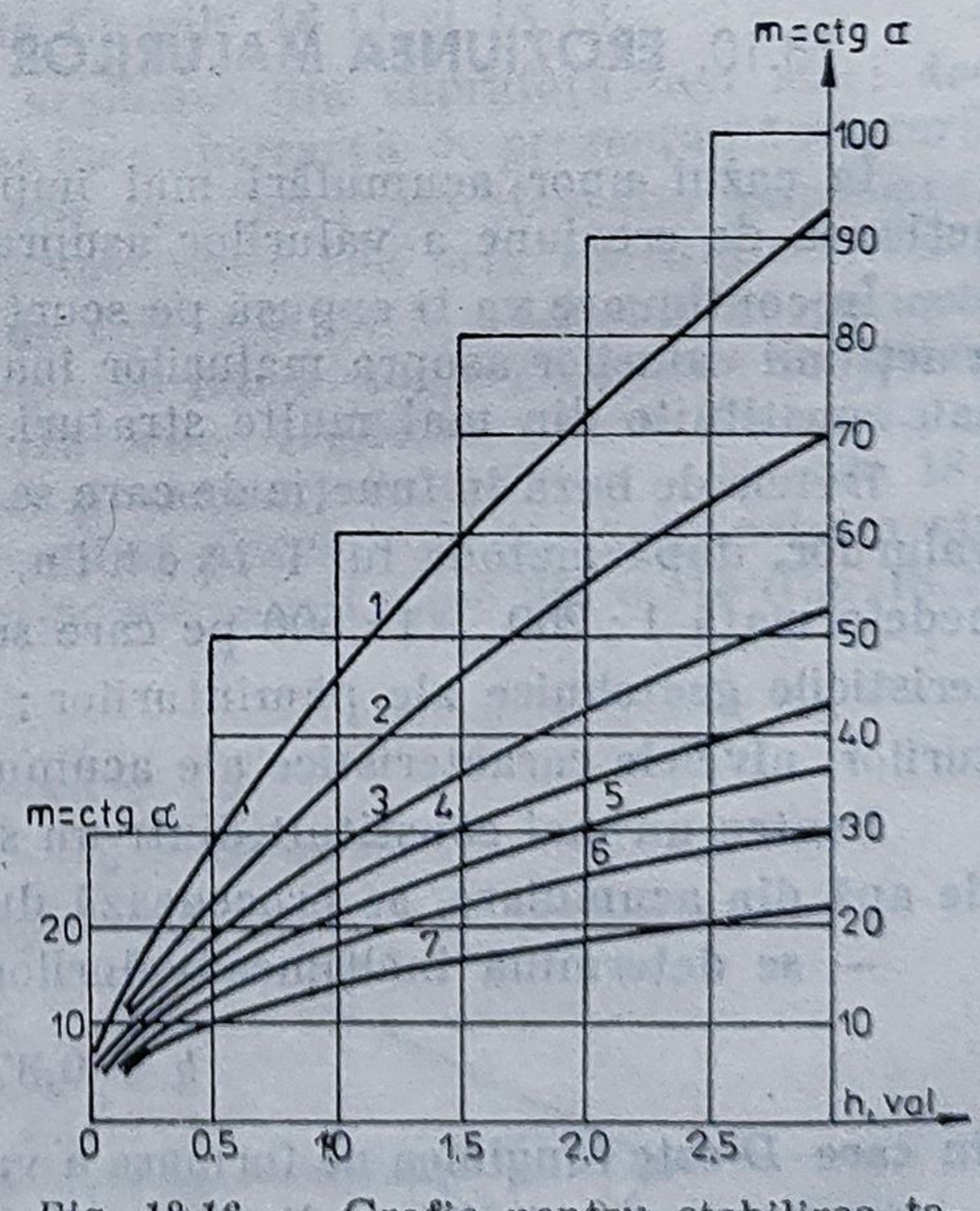


Fig. 18.16 — Grafic pentru stabilirea taluzului unei depuneri stabile în cazul în care valul atacă perpendicular malul :
1 — argilă ; *2* — loess ; *3* — argilă prăfoasă ; *4—6* nisip fin, mijlociu și grosier ; *7* — pietriș

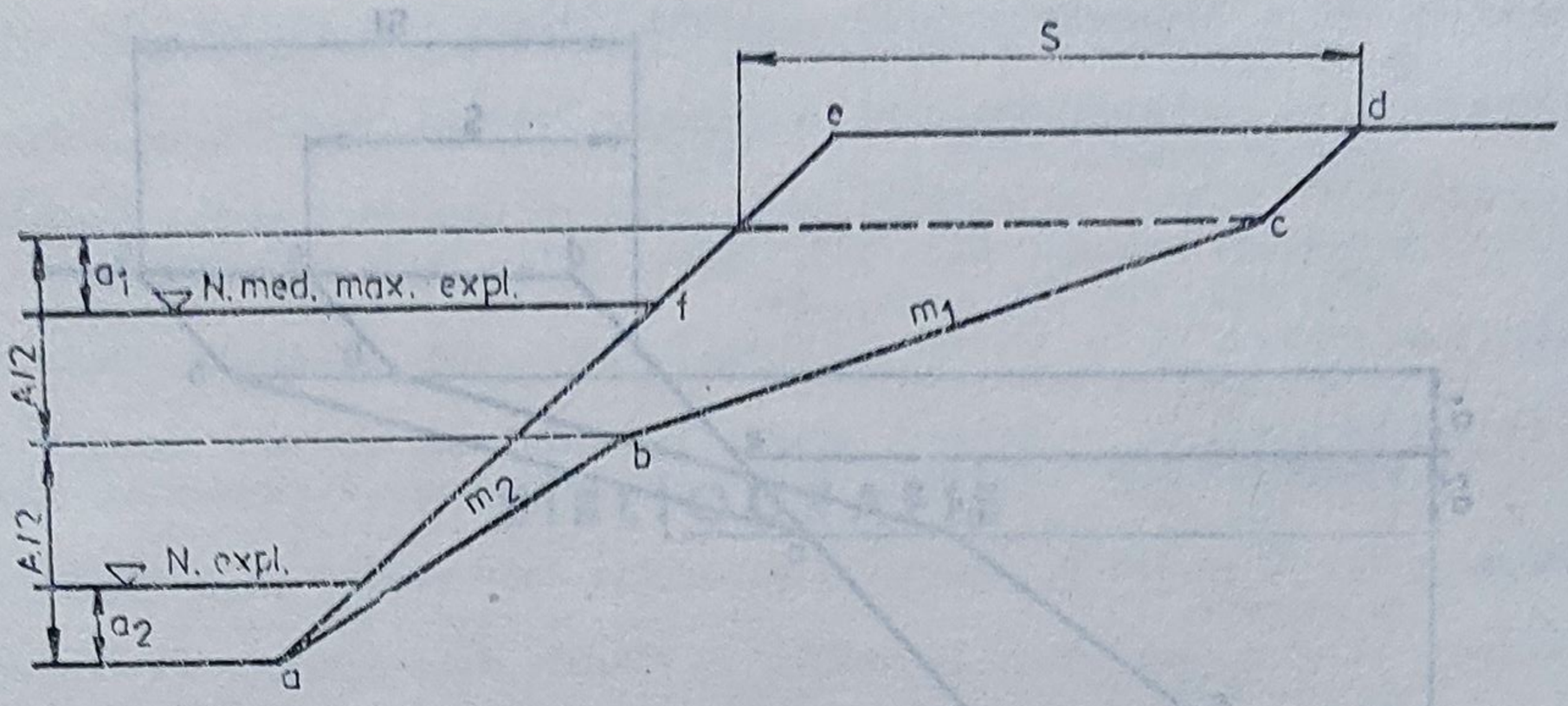


Fig. 18.17 — Determinarea lățimii finale de eroziune a unui versant cu o constituție omogenă în cazul unor nivele variabile de apă

Pentru un mal constituit din mai multe straturi, mersul operațiunilor, efectuat cu ajutorul figurii 18.18, se succede după cum urmează :

— limitele de spălare se determină în mod obișnuit cu formula 18.20 ;

— înclinările $1 : m_4$, $1 : m_3$, $1 : m_2$ și $1 : m_1$ se determină în mod succesiv, cu ajutorul graficului din figura 18.16 în funcție de natura pământurilor și înălțimile de val la nivelele corespunzătoare ;

— dreapta *ef* este paralelă cu linia *ag*, adică prezintă înclinarea malului natural sau eventual se apreciază după anumite considerente geotehnice.

În final limita afectată prin acțiunea valurilor este dată de segmentul *S*.

În cazul apelor stătătoare, la calculele de eroziune trebuie să se țină seama de influența depunerilor rezultate la piciorul pantelor.

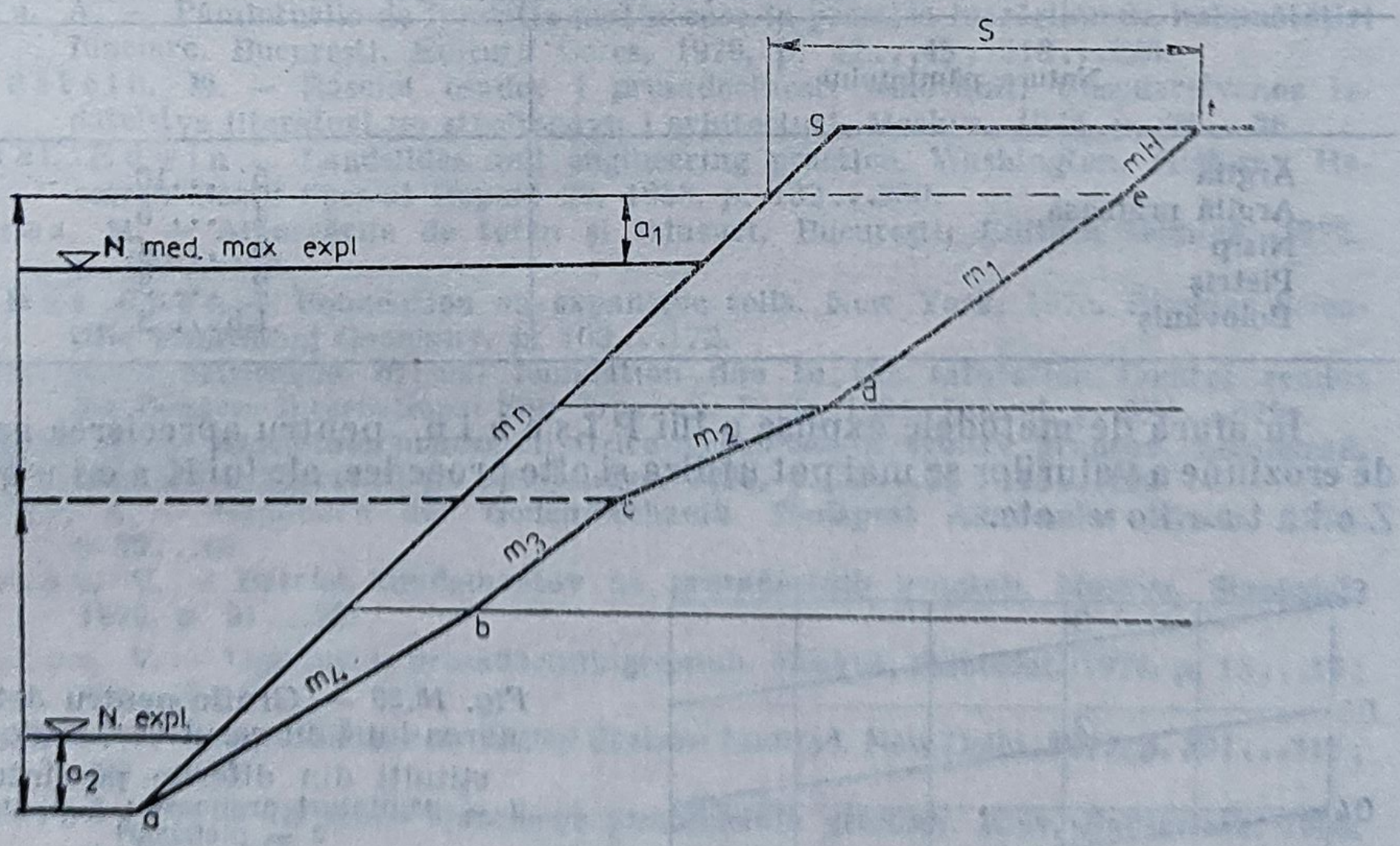


Fig. 18.18 — Determinarea lățimii finale de eroziune a unui versant, constituit din mai multe straturi de pământ, acționat de o acumulare cu nivele variabile de apă

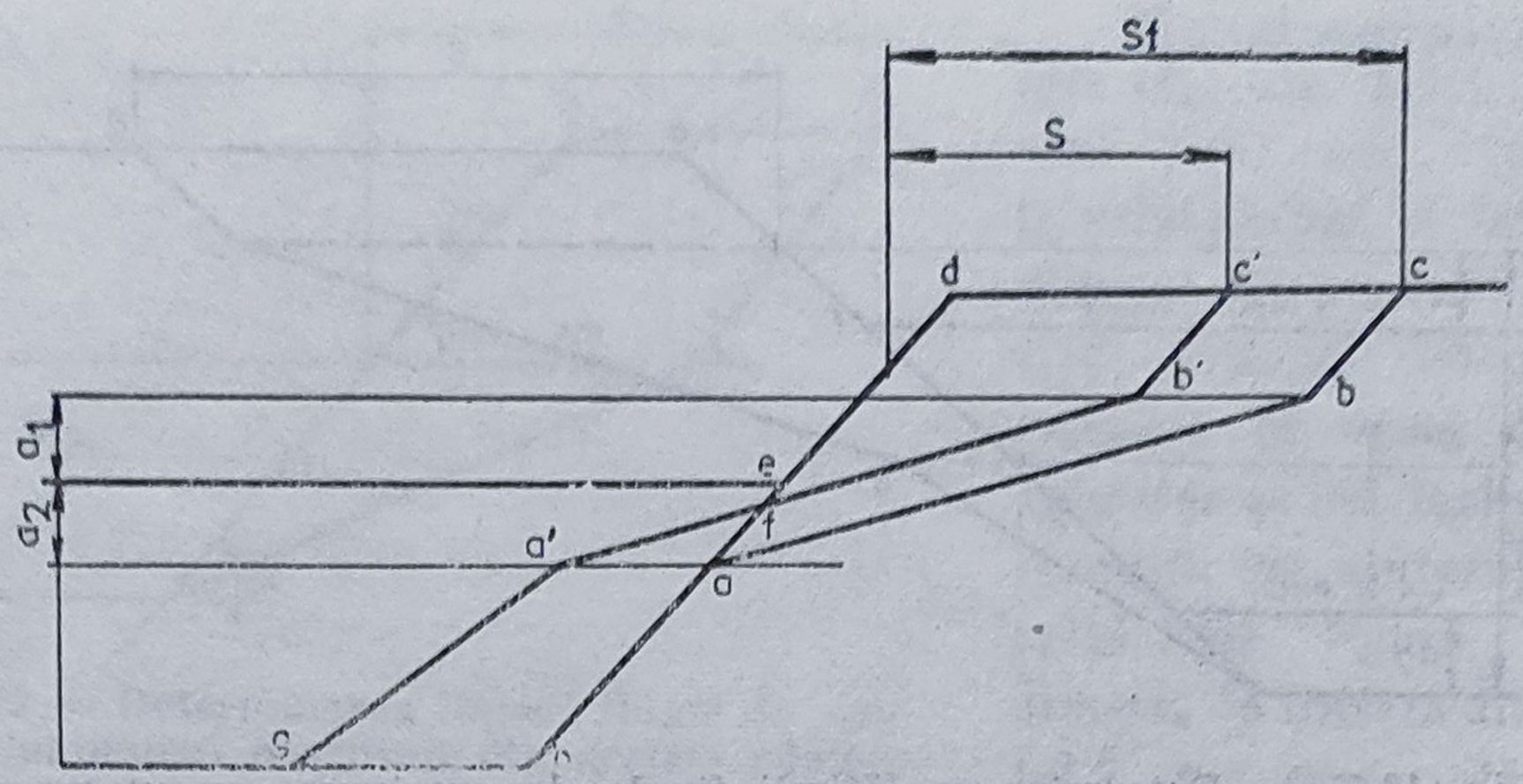


Fig. 18.19 — Determinarea lăţimii finale de eroziune pentru un mal constituit din acelaşi pămînt în cazul unui nivel constant de apă atunci cînd se formează depuneri la baza versantului

În acest caz, iniţial se determină în mod obişnuit profilul de eroziune *habc*, după care linia *abc* se translează înspre apă în poziţia *a'b'c'*, astfel ca volumul de pămînt acumulat V_a reprezentat prin suprafaţa *fahga'f*, şi volumul de pămînt erodat V_b, reprezentat prin suprafaţa *fb'c'd* să se găsească în raportul :

$\frac{Va}{Vc} = \xi$ în care ξ se obţine cu ajutorul graficului din figura 18.20.

Înclinarea dreptei *ga'* depinde de natura pămîntului erodat şi se stabileşte cu ajutorul tabelului 18.8.

TABELUL 18.8

PANTA : m A DEPUNERILOR DIN BAZA VERSANŢILOR ERODAŢI PRIN ACŢIUNEA VALURILOR

Natura pămîntului	*m*
Argilă	5 ...10
Argilă prăfoasă	4 ... 5
Nisip	3 ... 4
Pietriş	2 ... 3
Bolovăniş	1,5... 2

În afară de metodele expuse a lui P î ş c h i n, pentru aprecierea acţiunii de eroziune a valurilor se mai pot utiliza şi alte procedee, ale lui K a c i u g h i n, Z o l a t a r i o v etc.

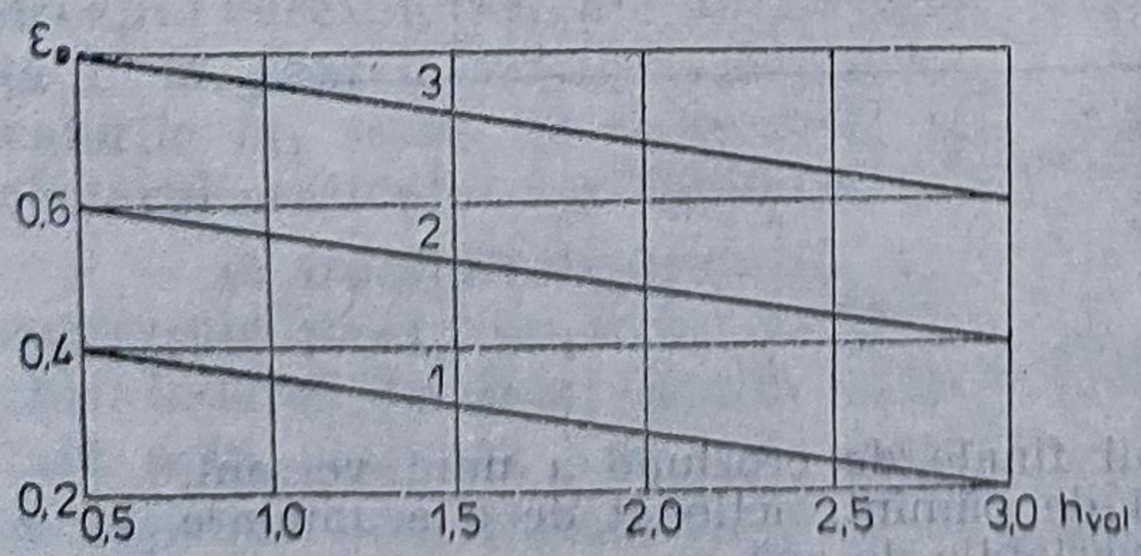


Fig. 18.20 — Grafic pentru determinarea lui ξ în cazul versanţilor constituiţi din diferite pămînturi :
1 — pămînturi argiloase ; *2* — nisipuri ; *3* — pietrişuri

BIBLIOGRAFIE

1. Abeleff,. M. — Slabîie vodonasîşcinîie gruntî cac osnovanie soorujenii. Moskva Stroizdat. 1973, p. 125...160.
1. Abeleff. I. — Osnovî proectirovania i stroitelstva na prosadocinîh macroporistîh gruntah. Moskva Stroizdat, 1979, p. 20...200.
3. Bally, R. — Loessuri în construcţii. Bucureşti, Editura Tehnică, 1971, p. 150...350.
4. Bally, R. — Alunecările şi stabilitatea versanţilor agricoli. Editura Ceres, 1977, p. 97...128.
5. Băncilă, I. — Geologie inginerească. Editura tehnică, Bucureşti, 1979, p. 163...224.
6. Botea, Emil — Geotehnica şi Fundaţii. Institutul de Căi Ferate. Bucureşti, 1964, p. 77...82 ; 90...107.
7. Cashman, P. M. — Control of ground water by water lowering. Ground Engineering London, 1970, p. 23...32.
8. Cernîi, M. — Uplotnenie loessovîh osnovaniah vesom grunta i vozvodimovo sooru-jenia. Moskva, Gidrotehniceskoie Soorujenie, Nr. 10, 1965, p. 23...25.
9. Dianu, V. — Depozitele loessoide ca terenuri de fundaţie. Editura tehnică, Bucureşti, 1982, p. 85...220.
10. Dron, A. — Alunecările de pămînt şi combaterea lor. Bucureşti, I.D.T., 1968, p. 26...72.
11. Dron, A. — Lucrări de îmbunătăţiri funciare şi construcţii hidrotehnice pe loessuri şi pămînturi loessoide. Bucureşti, Editura Ceres, 1978, p. 10...140.
12. Dron, A. — Pămînturile de fundaţie nestîncoase în practica lucrărilor de îmbunătăţiri funciare. Bucureşti. Editura Ceres, 1979, p. 42...45 ; 218...228.
13. Goldstein, M. — Rasciot osadoc i prosadocinosti osnovanii. Gosudarstvenoe iz-datelstvo literaturî po stroitelstvu i arhitecturî. Moskva, 1975, p. 56...86.
14. Eckel, Edwin — Landslides and engineering practice. Washington, Highway Re-search Board Special Report 29, 1958, p. 132...230.
15. Florea, M. — Alunecările de teren şi taluzuri. Bucureşti, Editura tehnică, 1979, p. 156...196.
16. Fu Hua Chen — Foundation on expansive soils. New York, 1975, Elsevier Scien-tific Publishing Company, p. 102...172.
17. Holz, W. — Settlement of soil foundation due to the saturation. Comtes rendus 5-a Congres International Soil Travaux. Paris, 1961, Dunod, p. 673...679.
18. Kogan, A. — Rasciotnie pokozateli fizico-mehaniceskih svoistv gruntov. Leningrad, Isdatelstvo literaturi po stroitelstvu, 1973, p. 33...53 ; 115...126.
19. Kezdy, A. — Handbuch der Bodenmechanik. Budapest Akademiai Kindo, 1976, p 49...68.
20. Krutov, V. — Rasciot fundamentov na prosadocinîh gruntah. Moskva, Stroizdat, 1972, p. 21...29.
21. Krutov, V. — Uplotnenie prosadocinîh gruntah. Moskva, Stroizdat, 1974, p. 15...19 ; 44...45 ; 75.
22. Lambe, W. — Soil Mechanics. Willey Eastern Limited. New Delhi, 1976, p. 304...317 ; 423...462.
23. Litvinov, I. — Glubinoe uplotnenie prosadocinîh gruntah. Kiev, Budivelnik, 1966, p. 164...172.
24. Maslov, N. — Mehanika gruntov i injenernoi geologhii. Izdatelstve Vişaia Scola. Moskva, 1968, p. 291...504.

25. Maslov, N. — Mehanika gruntov v practike stroitelstva. Moscva, Stroizdat, 1977' p. 22...270.
26. Marshal, H. — Landslides, and engineering practice. Washington, National Academy of Science, 1958, p. 148...187.
27. Nicolau, Cezar — Executarea construcţiilor hidrotehnice pentru lucrările de îmbunătăţiri funciare. Bucureşti, Editura Ceres, 1976, 1977. Vol. I, p. 16...56; 165...192; vol. III, p. 46...66.
28. Niciporovici, A. — Platini iz mestnih materialov. Moskva, Stroizdat, 1973, p. 94...104.
29. Niciporovici, A. — Prognoz osadoc soorujenii na sveaznih gruntah. Moskva. Gosudarstvenoe izdatlstvo literaturi, arhitecturi i stroitelnim materialam, 1961, pp. 53...163.
30. Normativ C 7-73 pentru proiectarea și executarea construcţiilor pe pămînturi sensibile la umezire.
31. Normativ privind consolidarea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice. Indicativ C 29-77.
32. Orlov, V. — Pucenie promerzaiuşcih gruntov i evo vlianie na fundamenti soorujenii. Leningrad, Stroizdat, 1977, p. 67...92; 151...168.
33. Păunescu, M. — Îmbunătăţirea terenurilor slabe în vedere fundării directe. Bucureşti, Editura tehnică, 1980, p. 112...176.
34. Post, G. — Barrages en terre compacte. Paris, Gauthier-Villus, 1963.
35. Perlea, V. — Referat prezentat în cadrul celei de a VI-a Conferinţe Dunărene Europene pentru probleme de mecanica pămînturilor şi fundaţii de la Varna. Septembrie, 1980.
36. Prişcu, R. — Ingineria seismică a marilor baraje. Editura Academiei Republicii Socialiste România. Bucureşti, 1980, p. 312...331.
37. Schuster, R. — Landslides. National Academy of Sciences. Washinton. 1978 p. 32...280.
38. Soroccan, E. — Stroitelstvo soorujenii na nabuhaiuşcih gruntah. Moscva, Stroizdat, 1974, p. 194...214.
39. Smorodina, E. — Spravocinik. Osnovanie i fundamenti. Moscva, Stroizdat, 1974, p. 58...98.
40. Tomlinson, M. — Proiectarea şi executarea fundaţiilor. Traducere din limba engleză. Bucureşti, Editura tehnică, 1969, p. 186...195; 530...532.
41. Turnbull, W. — Construction problems experienced with loess soil. Highway Record, Nr. 212, Washington, 1968, p. 10...27.
42. Titovici, N. — Mehanica gruntov. Moscva, Gosudarstvenoe izdatlestvo po stroitelstvu, arhitecturî i stroitelnîm materialam, 1973, p. 58...68; 390...410.
43. U. S. Bureau of Reclamation. Design of small dams, Washington, Government Printing Office, 1961.
44. Vorobkov, V. — Vodoponijenie v gidrotehnicescom atroitelstve. Gosudarstvenoe izdatelstvo po stroitelstvu, arhitecturî i stroitelnim materialam, Moscva, 1960, p. 84...86; 92...94.
45. V.S.N. 23-75. Minvodhoz, p. 3...95.
46. Winterkorn and Hsay-Yabg-Fang. Foundation engineering handbook, New York, 1975, Van Nostrand Reinhold Company, p. 197...218; 221...224; 354...418.
47. Zaruba, Q. — Alunecările de teren şi stabilizarea lor. Traducere din limba cehă. Bucureşti, Editura tehnică, 1974, p. 157...214.
48. Zurnadgi, V. — Osnovania i fundamenti na loessovih prosadocinih gruntah. Izdatelstvo Rostoscovo Universiteta, 1968, p. 160...195.

Universitatea A. I. Cuza Iaşi
Biblioteca de Geologie-Geografie
Cota veche
vechi
Col. 2
Preţul
32,00